

# ANALISIS CRITICO DEL CAPITULO IV, TITULO V DEL REGLAMENTO NACIONAL DE CONSTRUCCIONES: SEGURIDAD CONTRA EL EFECTO DESTRUCTIVO DE LOS SISMOS.

Autores:

**Raúl Husid \***

**Julio Vargas Neumann \* \***

Colaboradores:

**Antonio Delpiano Puelma \* \***

**Angel San Bartolomé Ramos \* \***

**Daniel Torrealva Dávila \* \***

**Luis Zegarra Cíquero \* \***

**LIMA – OCTUBRE - 1975**

\* Prof. del Dpto. de Geofísica, Colorado School of Mines, Golden, Co.  
\* \* Prof. del Dpto. de Ingeniería, Pontificia Universidad Católica del Perú.

# ANÁLISIS CRÍTICO DEL CAPÍTULO IV, TÍTULO V DEL REGLAMENTO NACIONAL DE CONSTRUCCIONES: SEGURIDAD CONTRA EL EFECTO DESTRUCTIVO DE LOS SISMOS.

Autores:

Raúl Husid \*

Julio Vargas Neumann \*\*

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

Colaboradores:

Antonio Delpiano Puelma \*\*

Ángel San Bartolomé Ramos \*\*

Daniel Torrevalva Dávila \*\*

Luis Zegarra Ciquero \*\*

JULIO VARGAS NEUMANN

LIMA - OCTUBRE - 1975

\* Prof. del Dpto. de Geofísica, Colorado School of Mines, Golden, Co.

\*\* Prof. del Dpto. de Ingeniería, Pontificia Universidad Católica del Perú.

# ANALISIS CRITICO DEL CAPITULO IV, TITULO V DEL REGLAMENTO NACIONAL DE CONSTRUCCIONES: SEGURIDAD CONTRA EL EFECTO DESTRUCTIVO DE LOS SISMIOS.

Autores:

Raúl Musid \*

Julio Vargas Neumann \*\*

Colaboradores:

Antonio Delpiano Puelma \*\*

Angel San Bartolomé Ramos \*\*

Daniel Torrevalva Dávila \*\*

Luis Zegarra Ciquero \*\*

LIMA - OCTUBRE - 1975

\* Prof. del Dpto. de Geofísica, Colorado School of Mines, Golden, Co.

\*\* Prof. del Dpto. de Ingeniería, Pontificia Universidad Católica del Perú.



# PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU

DEPARTAMENTO DE INGENIERIA

## AGRADECIMIENTO

Los autores desean expresar su agradecimiento a los Ingenieros Juan Barlola, Marcial Blondet, Marcial Solis y a los compañeros de trabajo que en una u otra forma contribuyeron a la presentación de este trabajo.



# PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU

DEPARTAMENTO DE INGENIERIA

## RESUMEN

En el presente trabajo se analizan las prescripciones más importantes de varios códigos modernos y se les compara con las correspondientes del código peruano vigente, con la finalidad de ubicar sus prescripciones en el contexto de dichos códigos. Se da mayor importancia a los artículos de mayor trascendencia, tales como la distribución en altura de las fuerzas sísmicas en edificios, espectros de diseño, criterios de superposición, etc., y se entregan recomendaciones que se espera sean de utilidad al preparar un nuevo código de diseño sísmico peruano.

Se introduce el período predominante del suelo para definir los espectros de diseño y se presenta una familia de tales espectros. Se indican métodos y referencias que permiten estimar dicho período.

Los autores presentan una nueva distribución de las fuerzas sísmicas en altura, que ha demostrado ser capaz de dar sollicitaciones laterales de acuerdo con la respuesta de las estructuras y que considera en todo su valor la influencia de los modos superiores de vibrar en la respuesta estructural.

Así mismo, se propone un nuevo mapa de Regionalización Sísmica para el país, que incluye los antecedentes de la actividad sísmica de los últimos años e indicaciones tendientes a limitar el empleo de métodos de análisis cuasiestáticos.



### INTRODUCCION

Sería ideal que el código de diseño Sísmico de un país refleje las condiciones nacionales, tanto en lo que respecta a materiales, métodos constructivos, características dinámicas de las estructuras y de los suelos, etc., como de las Investigaciones teóricas o experimentales sobre la respuesta de estructuras sometidas a terremotos.

En el caso del código vigente peruano ese ideal solo se cumple en un pequeño grado. Contiene prescripciones cuya sustentación es el haber aparecido en un código de los Estados Unidos, hoy día anticuado.

A continuación se presentan las prescripciones más importantes de los códigos de diseño sísmico vigentes (y en algunos casos se muestra como han evolucionado con el tiempo) en Estados Unidos, Japón, México y Chile. Luego, se presenta un análisis crítico de las correspondientes prescripciones del código Peruano actual y el trabajo termina con algunas recomendaciones para la elaboración del nuevo código de diseño sísmico para Perú.

### BREVE HISTORIA DE LOS CODIGOS DE DISEÑO SISMICO DE CALIFORNIA

Después del terremoto de San Francisco de 1906, la reconstrucción de la ciudad se realizó empleando un código que sólo prescribía cargas



# PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU

DEPARTAMENTO DE INGENIERIA

3

laterales debidas al viento (1). Los estudios sistemáticos sobre terremotos y sus efectos se iniciaron a raíz del sismo de Santa Bárbara y poco antes del terremoto de Long Beach, en 1933, se desarrollaba el primer acelerógrafo.

En la Ordenanza General de Edificación de 1927 se introdujo una sección acerca de terremotos y en ella se sugería emplearlas. En 1928 la Cámara de Comercio de California reconoció la necesidad de contar con un código de diseño sísmico.

En 1933 el terremoto de Long Beach destruyó muchos edificios y a raíz de ello la legislatura aprobó el "Field Act" que precibía la revisión y aprobación de planos y especificaciones y la supervisión de las construcciones de escuelas. En 1937 fueron modificados los coeficientes sísmicos vigentes desde 1933.

En 1939 se publica un código para California, preparado para la Cámara de Comercio del Estado de California (2). En 1941 los coeficientes sísmicos empleados variaban entre 6 y 10%, dependiendo de los materiales de fundación. Desde 1953 el coeficiente usado está dado por

60

$N+4.5$

donde N es el número de pisos sobre el piso considerado.

En 1933 se aprueba el "Riley Act" y con el se obliga a calcular casi todos los edificios para una fuerza lateral mínima del 2% del peso total. En 1953 esto se modifica y se establece que edificios de menos de 40 pies de altura, deben ser calculados con un coeficiente sísmico lateral de 3%. Los edificios de mayor altura mantienen el 2% prescrito en 1933.

En 1943 el código de la ciudad de Los Angeles introduce el número de pisos en la fórmula del coeficiente sísmico:

$$C = \frac{60}{N + 4.5}$$

donde N es el número de pisos sobre el piso considerado y siendo 13 el máximo número de pisos permitido. En 1959 se elimina la limitación del número de pisos y el coeficiente C se transforma en

$$C = \frac{4.6 S}{N + 0.9 (S - 8)}$$

donde S = N°total de pisos del edificio, excepto S = 13 para edificios con 13 pisos o menos.

En 1952 (3) aparece una recomendación para establecer un código en el que las fuerzas laterales son prescritas en función del período de la estructura.



# PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU

DEPARTAMENTO DE INGENIERIA

Entre 1957 y 1960 se elaboró la primera versión de "Recommended Lateral Force Requirements" de la Asociación de Ingenieros Estructurales de California. Según estas recomendaciones (4) el esfuerzo de corte basal está dado por

$$V = K C W \dots\dots\dots(1)$$

En que K es un factor que depende del tipo de estructura, C = 0.1 para edificios de uno y dos pisos, y para más de dos pisos

$$C = \frac{0.05}{\sqrt[3]{T}} \dots\dots\dots(2)$$

en que T es el período fundamental, en segundos, en la dirección considerada y W es el peso total de la estructura.

El esfuerzo de corte basal V se distribuye en la altura del edificio de acuerdo con la siguiente fórmula :

$$F_x = V \frac{w_x h_x}{\sum w_x h_x} \dots\dots\dots(3)$$

en que :

$F_x$  es la fuerza aplicada al nivel X

$w_x$  es el peso que se asigna al nivel X

$h_x$  es la altura del piso x sobre la base ; y

$\sum w_x h_x$  es la suma de los productos  $w_x h_x$  para todo el edificio.



# PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU

DEPARTAMENTO DE INGENIERIA

Cuando en un edificio la razón entre la altura y su profundidad es mayor que 5, se considera aplicada en el cielo del último piso una fuerza  $F_f$  igual al 10% del corte basal y el 90% restante se distribuye según se ha descrito.

El momento volcante basal se determina mediante la fórmula

$$M = J \sum F_x h_x \dots\dots\dots(4)$$

en que

$$J = \frac{0.5}{\sqrt[3]{T^2}} \quad ; \quad \frac{1}{3} \leq J \leq 1 \dots\dots\dots(5)$$

Las expresiones (2), (3), (4) y (5) han sido recogidas por el código peruano, aún en vigencia.

El momento volcante  $M_x$  a un nivel  $x$  cualquiera se calcula con la fórmula :

$$M_x = \frac{H - h_x}{H} M \dots\dots\dots(6)$$

en la cual  $H$  es la altura total del edificio.

En la Revisión de 1966, se modifica el código como sigue :



En vez de colocar  $F_f = 0.10 V$  para  $\frac{h_n}{D_s} \geq 5$

se prescribe :

$$F_f = 0.004 V \left( \frac{h_n}{D_s} \right)^2 \dots\dots\dots(7)$$

con  $F_{fmax} = 0.15 V \dots\dots\dots(8)$

Se elimina el mínimo en la relación (5) y el momento volcante en un nivel x, se define por :

$$M_x = J_x \left[ F_f (h_n - h_x) + \sum_{i=x}^n F_i (h_i - h_x) \right] \dots\dots(9)$$

donde

$$J_x = J + (1 - J) \left( \frac{h_x}{h_n} \right)^3 \dots\dots\dots(10)$$

En la revisión de 1967 se introduce el siguiente cambio (1) :

El factor J (de la ecuación 5) se cambia a :

$$J = \frac{0.6}{3\sqrt{T}} \dots\dots\dots(11)$$

y se mantiene la no prescripción de Jmin.



En 1969 se recomienda eliminar el factor J.

En 1974 el esfuerzo de corte basal, que hasta 1973 se prescribía con la ecuación 1, queda dado por Ref.(5) :

$$V = Z I K C S W \dots\dots\dots (12)$$

Se cambia el valor de C (ecuación 2) por :

$$C = \frac{I}{15 \sqrt{T}} \dots\dots\dots (13)$$

El coeficiente I permite recargar las solicitaciones para estructuras esenciales (hospitales, etc.). El coeficiente Z permite reducir las cargas laterales en función de la sismicidad.

Se introduce el coeficiente S para tomar en cuenta posibles resonancias del sistema suelo-estructura.

$$S = 1.0 + \frac{T}{T_s} - \frac{1}{2} \left( \frac{T}{T_s} \right)^2 ; \frac{T}{T_s} \leq 1.0 \dots (14)$$

$$S = 1.2 + 0.6 \frac{T}{T_s} - 0.3 \left( \frac{T}{T_s} \right)^2 ; \frac{T}{T_s} > 1.0 \dots (15)$$

Donde  $T_s$  es el período predominante del suelo.

Se modifica la evaluación de  $F_p$  y en vez de hacerla función de las características geométricas, queda dada en función del período del modo fundamental :



# PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU

DEPARTAMENTO DE INGENIERIA

$$F_p = 0.07 T V \dots\dots\dots (16)$$

y se agrega que

$$F_p \leq 0.25 V \dots\dots\dots (17)$$

$$F_p = 0 ; T \leq 0.7 \text{ seg.} \dots\dots\dots (18)$$

Se elimina la distribución uniforme de fuerzas sísmicas en altura para edificios de 2 pisos, tal como uno de los autores (6) lo indicara en 1960 y en 1962(7).

## CODIGO DE JAPON

En Japón el código vigente en 1973 prescribe que el coeficiente sísmico es una función de la calidad del suelo de fundación, del tipo de estructuras y de la región sísmica de que se trate (8). El coeficiente sísmico básico es 0.20 y el dimensionamiento se hace por el método de diseño al límite. Para edificios de hasta 16 metros de alto, el coeficiente sísmico es igual para todos los pisos. Para edificios de mayor altura, el coeficiente sísmico para los pisos cuya altura es menor o igual que 16 m., es el mismo que para los edificios bajos, y se recarga en los pisos altos, en 0.01 por cada 4 metros en exceso sobre 16 metros.

Como puede apreciarse, para edificios de hasta 16 m. de altura, las disposiciones de la norma japonesa conducen a una distribución uniforme de fuerzas sísmicas en la altura.



CODIGO DE MEXICO

El código mexicano vigente desde 1966 (8) establece tres métodos de análisis sísmico : un método estático, un método estático simplificado y un método dinámico.

El método estático simplificado sólo se puede aplicar a edificios que cumplen ciertas condiciones respecto a sus dimensiones generales (relación alto : ancho; relación largo : ancho) y respecto de la estructura.

El método estático y el método dinámico son de aplicación general, salvo que el primero no se puede aplicar cuando hay excentricidades muy grandes, que hagan temer oscilaciones de torsión importantes. Consideración básica que debiera tenerse en cuenta en un futuro código peruano.

En el método estático, el esfuerzo de corte basal se distribuye en altura de acuerdo con la relación 3. Se permite una reducción del momento volcante de aproximadamente un 25% en la base y disminuye hasta cero en el piso superior (7).

Tanto en el método estático como en el método estático simplificado, el valor del esfuerzo de corte basal no se hace depender del período del edificio.



# PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU

DEPARTAMENTO DE INGENIERIA

11

Se permite cualquier método dinámico de análisis que tenga una base racional y que sea compatible con la Información experimental sobre la naturaleza de los temblores y el comportamiento del suelo y de las estructuras. Si la estructura es analizada descomponiéndola en sus modos normales de vibrar, las magnitudes calculadas (esfuerzos de corte, momentos volcantes, etc.) se superponen computando la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los valores obtenidos para cada modo(al igual que el código peruano actual).

Se podrán despreciar aquellos modos cuyo efecto combinado no modifique los esfuerzos de corte en más del 10%. También se podrá despreciar el efecto dinámico de los momentos de torsión calculados estáticamente y que corresponden a excentricidades menores que 0.2 veces la dimensión en planta, medida paralelamente a la excentricidad.

En todos los niveles, las estructuras diseñadas dinámicamente deben ser capaces de resistir por lo menos el 60% del esfuerzo de corte obtenido del análisis estático.

## CODIGO DE CHILE

Después del terremoto de Chillán de Enero de 1939, las prescripciones sobre diseño sísmico de la Ordenanza General de Construcciones y Organización fueron modificadas e incrementadas. Según las normas chilenas vigentes hasta 1959 el cálculo sísmico de estructuras podía ha



cerse aplicando al nivel del centro de gravedad de cada entrepiso fuerzas horizontales equivalentes a una fracción del peso a ese nivel. Esta fracción o coeficiente sísmico variaba entre 0.05 y 0.15, según sea la naturaleza del suelo, de la cimentación y el período fundamental de la estructura. No se consideraban coeficientes sísmicos distintos para los diferentes pisos de un edificio y, en pocas palabras, la Ordenanza General de Construcciones (1959) ignoraba el problema de la distribución vertical de las fuerzas sísmicas.

El nuevo código de diseño sísmico chileno permite el uso de dos métodos de análisis para la determinación de las fuerzas sísmicas (6, 8, 9). Esos dos métodos son el "estático" y el "dinámico".

El método dinámico es permitido sin restricciones en lo que a tipo de estructura se refiere. Su uso es obligatorio para ciertas estructuras.

El método estático es de aplicación general pero no se permite su empleo para algunas estructuras.

De acuerdo al método estático, los efectos del terremoto son representados por un conjunto de fuerzas horizontales que actúan simultáneamente a nivel de pisos, todas en la misma dirección y sentido.

No se permite la aplicación del método estático para edificios de más de 15 pisos ó 45 metros de altura, con distribución irregular de masas y de rigideces en la altura.



El esfuerzo de corte,  $Q_o$ , está dado por

$$Q_o = K_1 K_2 C P \dots\dots\dots (19)$$

donde

$K_1$  : coeficiente que depende del uso de la estructura.

$K_2$  : coeficiente que depende de las características estructurales del edificio.

$C$  : coeficiente sísmico, dado por :

$$C = 0.10 \quad ; \quad T \leq T_o \dots\dots\dots (20)$$

$$C = \frac{0.2 T T_o}{T^2 + T_o^2} \quad ; \quad T > T_o \dots\dots\dots (21)$$

$T$  : período fundamental de la estructura

$T_o$  : período característico del suelo en el lugar donde se construye el edificio.

$P$  : es el peso sobre el nivel basal.

El código prescribe dos cotas inferiores para el esfuerzo de corte basal, cuando se usa el método "estático" :

$$Q_o \geq 0.06 P \dots\dots\dots (22)$$

$$C \geq 0.06 \dots\dots\dots (23)$$



La primera de éstas cotas es también obligatoria para el método "dinámico".

Una vez que el esfuerzo de corte basal es conocido, las fuerzas sísmicas a nivel de cada piso se calculan como sigue :

$$F_k = \frac{P_k A_k Q_0}{\sum_{i=1}^n P_i A_i} \dots\dots\dots (24)$$

$$A_k = \sqrt{1 - \frac{z_{k-1}}{H}} - \sqrt{1 - \frac{z_k}{H}} \dots\dots\dots (25)$$

donde :

- $F_k$  : fuerza horizontal aplicada en el nivel del piso k ( $F_0 = 0$ )
- $P_k$  : peso propio más fracción de la carga viva en el nivel K
- $Z_k$  : elevación del piso K sobre el nivel basal
- H : altura total del edificio sobre el nivel basal
- n : número de pisos sobre el nivel basal

La distribución vertical de fuerzas sísmicas definida por las relaciones 24 y 25 está basada en el análisis de una gran cantidad de estructuras, tanto discretas como continuas, deformables ya sea por corte o por flexión. Para algunas de ellas se consideró la influencia del giro de la fundación. Algunos de los resultados de esos estudios fueron publicados en Referencia 7.

La distribución de fuerzas sísmicas en la vertical fué obtenida como envolvente de los diagramas de corte, referidos al corte basal, para todas las estructuras consideradas. Se encontró que la forma de la envolvente es prácticamente independiente, tanto del período fundamental de las estructuras consideradas, como de la forma del espectro de aceleraciones empleado (6,7).

Los espectros utilizados fueron :

- los dos espectros prescritos por el código mexicano (suelo firme y suelo blando).
- espectro del código SEACOC de 1960.
- espectro teórico :

$$S_a = A = \text{cte.} ; \quad 0 \leq T \leq 0.3 \text{ seg.} \dots\dots (26)$$

$$S_a = \frac{0.3 A}{T} ; \quad T \geq 0.3 \text{ seg.} \dots\dots (27)$$

Para gran parte de las estructuras incluidas en el análisis se obtuvo la respuesta de ellas a los registros de El Centro (18 de Mayo de 1940), Olympia (13 de Abril de 1949) y Taft (21 de Julio de 1952) y los cortes correspondientes fueron incluidos en los gráficos para obtener las envolventes.

Se encontró que la reducción del momento volcanta, debido a que las fuerzas correspondientes a los diferentes modos de vibrar no actúan

en el mismo sentido en todos los pisos, no es sustancial. Por ésta razón se permite una pequeña reducción para edificios de más de 3 pisos sobre el nivel basal. El momento volcante en cada nivel será el obtenido a partir de las fuerzas  $F_k$  multiplicadas por el factor de reducción  $J$  :

$$J = 0.8 + 0.2 \frac{Z}{H} \dots\dots\dots (28)$$

donde  $Z$  es la elevación del piso sobre el nivel basal.

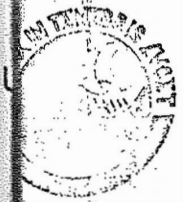
En cada piso se prescribe considerar un momento de torsión dado por :

$$M_{t,k} = 1.5 Q_k (e_k \pm 0.033 b_k) \dots\dots\dots (29)$$

donde :

- $M_{t,k}$  : momento de torsión en piso  $k$
- $e_k$  : distancia entre el centro elástico del piso  $k$  y la línea de acción de  $Q_k$
- $b_k$  : dimensión en planta, del piso  $k$ , medida perpendicularmente a  $Q_k$

Cada edificio debe ser diseñado de modo que para cada elemento que toma cargas laterales, las fuerzas que éste toma por torsión no excedan las fuerzas generadas por traslación. Este criterio elimina estructuras con excentricidades extremas.



Al emplear el método "dinámico", se permite el análisis modal, usando el siguiente espectro de aceleraciones :

$$\frac{a}{g} = 0.1 K_1 K_2 \quad ; \quad T \leq T_0 \quad \dots\dots\dots (30)$$

$$\frac{a}{g} = 0.2 \frac{K_1 K_2 T T_0}{T^2 + T_0^2} \quad ; \quad T \geq T_0 \quad \dots\dots\dots (31)$$

La justificación del espectro está dada en Referencia 10. La superposición de las respuestas modales se hace de acuerdo a la relación:

$$S = \frac{1}{2} \left[ \sum_{i=1}^r |S_i| + \sum_{i=1}^r S_i^2 \right]; \quad r \geq 3 \quad \dots\dots (32)$$

donde :

- S : es la estimación de la respuesta en un punto.
- S<sub>i</sub> : respuesta máxima correspondiente al modo i en el mismo punto.

Si el esfuerzo de corte basal obtenido al emplear la superposición modal prescrita, es menor que 0.06 P, todas las cantidades calculadas (esfuerzo de corte, momento de flexión, etc.) deben ser incrementadas proporcionalmente, para satisfacer

$$Q_0 \geq 0.06 P$$



ANALISIS CRITICO DEL ACTUAL CODIGO PERUANO

La breve revisión de las prescripciones más importantes de los códigos de California, Japón, México y Chile presentada anteriormente permite hacer una crítica fundamentada al estudiar el actual código de diseño sísmico del Perú, con miras a modificarlo y modernizarlo.

Se desea destacar en forma especial la forma en que es conveniente atacar en una Norma, la capacidad de absorber energía que deben tener las estructuras. En el V - IV-10.3, el código actual considera en forma implícita este fenómeno, tal como ocurre en todos los códigos que abordan el problema. Puede resultar tentador, en el ánimo de crear un código moderno, especificar factores de ductilidad, que en forma directa reduzcan los valores que provengan de espectros elásticos de diseño. Los autores creen que aun no es conveniente dar este paso, dado que hasta la fecha no hay un sólo código vigente que contenga prescripciones en base a dichos factores de ductilidad. En México hay un proyecto de introducir conceptos de este tipo, pero aún no se sabe si la experiencia resulte buena o no.

Los autores de éste trabajo consideran que antes de introducir técnicas o conceptos nuevos en el diseño sísmico de estructuras, es preferible hacer cumplir el código vigente, modificar aquellos artículos obsoletos, introducir factores que fueron omitidos originalmente y hacer que la norma sea cumplida rigurosamente en todo el Perú.

En la actualidad no hay garantía de que estructuras diseñadas con cargas laterales menores, empleando el concepto de ductilidad, sean proyectadas de modo que al construirse se consiga realmente la ductilidad considerada.

Razones análogas a las anteriores no hacen tampoco aconsejable introducir a corto plazo código probabilístico en Perú.

A continuación se presenta una crítica de los principales ordinales del código peruano :

V-IV-1.1.

Aunque se piensa que la elaboración de un mapa de regionalización sísmica, deba ser el resultado de un estudio detallado de la realidad sísmica del Perú, confeccionado por organismos idóneos, es imprescindible modificar provisionalmente la regionalización del código vigente, para incluir la información captada con posterioridad a la presentación del mapa actual, tanto en los referente a los últimos sismos ocurridos, como a los conceptos involucrados en las técnicas modernas de macroregionalización.

En la confección del mapa propuesto, que se encuentra en el anexo N°1, se ha tenido en cuenta primordialmente los siguientes factores de riesgo sísmico :



- Sismicidad (localización de epicentros, profundidad, Magnitud, Intersidad, frecuencia de ocurrencia, patrones de radiación, etc.)
- Geología (Distribución de fallas activas, estructura regional, etc.)

En concordancia con la teoría de Deriva Continental, la falla activa más importante que afecta al territorio peruano, se ubica casi paralelamente a la costa, en la intersección de la placa de Nazca y la placa americana, proyectándose hacia el interior de la tierra, bajo el continente, de modo tal que es fácil observar el aumento de profundidad de los focos, siguiendo una línea perpendicular a la falla y a partir de la misma. Esto en primera instancia insinúa una regionalización por franjas relativamente paralelas a la costa, pero simultáneamente debe considerarse el riesgo sísmico proveniente de las fallas activas andinas, que complican la distribución de la actividad sísmica (19,20 y 21).

Adicionalmente, y con el objeto de facilitar la aplicación del código, se ha respetado en lo posible las divisiones políticas del Perú.

En el comentario al ordinal V-IV-10.6 se incluye un nuevo factor para evaluar la influencia que tiene la sismicidad regional en el cálculo de las fuerzas sísmicas.

#### V-IV-2.1.

Este ordinal debe ser modificado al momento de redactar un nuevo código pues en parte no se ajusta a la verdad y su redacción induce a interpretaciones erradas.

V-IV-2.2.

El párrafo debe ser modificado incorporando la influencia del período predominante del suelo y mencionando el método dinámico de análisis.

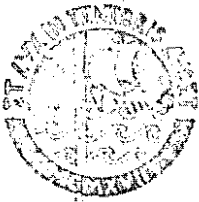
Respecto a la forma imprecisa con que están expresados los límites de aplicabilidad del método estático de análisis, en el comentario al ordinal V-IV-11.01 se incluye una proposición concreta, que se espera sea una herramienta de tipo reglamentario, con la cual el ingeniero calculista pueda impedir las concepciones arquitectónicas mal concebidas bajo el punto de vista estructural.

V-IV-2.3.

Debe proporcionarse una forma de evaluar las fuerzas sísmicas verticales. En el ordinal V-IV-10.6 se indica el espectro de diseño a considerarse para dicha sollicitación.

V-IV-3.5.

Debe eliminarse ... "determinar el aumento en los coeficientes sísmicos que se pueda requerir según la naturaleza de los terrenos...", dado que como se verá más adelante, los autores recomiendan una familia de espectros de diseño que se definen con el período característico del suelo, el cual más bien deberá ser cuantificado responsablemente (11).



V-IV-10.1.01.

Dabe indicarse enfáticamente que el campo de aplicación de las normas peruanas de diseño antisísmico, es el de las edificaciones corrientes cuyos modelos estructurales puedan esquematizarse en retículas ortogonales contenidas en planos verticales. (Planos no necesariamente ortogonales entre sí). Quedaría a criterio de los proyectistas, el aceptar pequeñas variaciones en lo indicado, así como en lo referente a discontinuidades en la distribución horizontal o vertical de masas, rigideces, formas y materiales.

V-IV-10.2.01.

La proposición de regionalización que se presenta (ver anexo 1) divide al país en cuatro partes, que de acuerdo al riesgo sísmico que les corresponde han sido calificadas como Zona 1, 2 ó 3. Como se puede apreciar la demarcación de las zonas, en general coincide con los limites departamentales, salvo en 4 excepciones:

- División de la parte Septentrional del Departamento de Loreto, en la línea que separa las provincias de Loreto y Requena con la provincia de Maynas.
- División del Departamento de San Martín, en la línea que separa las provincias de Huailaga y Mariscal Cáceres.
- División del Departamento de Ayacucho, en la línea que separa las

provincias de Víctor Fajardo y Lucanas.

- División de la parte meridional del Departamento de Loreto, con una corta línea imaginaria entre 2 puntos característicos del territorio peruano (En la provincia de Coronel Portillo).

V-IV-10.2.02.

Debe indicarse en forma más categórica que la norma no cubre el análisis de construcciones especiales, el cual deberá justificarse detalladamente.

V-IV-10.2.03.

Se piensa que debe clasificarse los suelos en favorables y desfavorables.

Respecto a los primeros y en virtud de que el período predominante del suelo es un parámetro que describe adecuadamente su comportamiento dinámico y por tanto la interacción con las estructuras que se funden en él, los autores creen que debe ser este parámetro el que se utilice para definir un suelo.

Convendría que al momento de redactar las nuevas normas, se cuente con un estudio que permita relacionar el período predominante



del suelo ( $T_0$ ) con la estratigrafía y las características físicas del sub-suelo, como se utiliza en otras normas. Así mismo, convendría divulgar diferentes procedimientos para evaluar dicho parámetro (11).

#### V-IV-10.3.01.

Se considera necesario unificar las estructuraciones tipo S con las de tipo R para asignarles a ambas un coeficiente  $K = 0.8$ , dado que en la práctica se constata el abuso de la reducción asignada a las estructuraciones tipo S ( $K = 0.67$ ), por la no consideración de elementos rigidizantes como pequeñas cajas de ascensores, escaleras, tabiquería, etc.

#### V-IV-10.4.01.

La expresión  $C = 0.05/\sqrt[3]{T}$  fué tomada del código de California de 1960 y ha sido modificada. Los autores consideran que aquí donde debe introducirse un factor C dependiente del período de la estructura y de las características del suelo (espectro de diseño). Se propone la siguiente expresión :

$$C = 0.10 \left( \frac{1 + 2 T_0}{1 + T_0} \right); T \leq T_0$$

$$C = \left( \frac{1 + 2 T_0}{1 + T_0} \right) \left( \frac{0.2 T T_0}{1^2 + T_0^2} \right); T \geq T_0$$

En el anexo N°2, se presentan algunos espectros de la familia de curvas que definen estas expresiones, pudiéndose constatar respecto al espectro vigente, lo que sigue :

- Corresponde a las características deducidas de los terremotos ocurridos en el Perú y en la Región. (Ref. 18)
- Existencia de límite superior en los espectros (Para estructuras rígidas).
- Transición suave entre los valores correspondientes a estructuras rígidas y flexibles, lo cual es muy importante, dada la poca precisión que normalmente se obtiene al evaluar el período fundamental de vibración de las estructuras.
- Razonable amplificación del coeficiente sísmico para el caso de suelos blandos.

Códigos de diseño sísmico vigentes, tales como los de Rumania y Argentina prescriben las fuerzas sísmicas en forma análoga, pero sus espectros son totalmente empíricos. El código de California recién en 1975 introduce el factor suelo y habrá que esperar algunos años antes de tomar sus prescripciones como referencia.

En Referencia 11 se dan seis métodos simples para estimar el período característico fundamental del suelo. En la última versión del código de California se dan varios métodos que son aceptables para evaluar  $T_0$  (5).



V-IV-10.4.02.

Este párrafo debe ser modificado pues nunca correspondió a la realidad peruana. Los autores de éste trabajo emplearon los resultados obtenidos por W.K. Cloud durante las mediciones de períodos de edificios peruanos (12), para tratar de encontrar expresiones adecuadas para estimar el período del modo fundamental de los edificios locales.

Existiendo incertidumbre acerca de ciertas mediciones efectuadas en el trabajo de la Referencia (13), se procedió a medir cuidadosamente todas las características de los edificios, antes de hacer el análisis estadístico de las mediciones de Cloud.

Se estudió regresiones del período  $T$  sobre la altura  $H$ , de  $T$  sobre el número de pisos  $N$  y de  $T$  sobre el parámetro  $H/\sqrt{D}$ , donde  $D$  es la dimensión de la estructura en dirección paralela al movimiento.

Las regresiones estudiadas fueron :

$$T = \alpha N$$

$$T = \beta H$$

$$T = \gamma \frac{H}{D}$$

Los valores calculados por los autores, para  $\alpha$ ,  $\beta$  y  $\gamma$ , son los siguientes :

$$\alpha = \frac{1}{24}$$

$$\beta = \frac{1}{75}$$

$$\gamma = \frac{1}{16}$$

La dispersión encontrada al usar la regresión sobre  $N$  es algo mayor que al usar las otras dos. Lo que sí se encuentra, es que al usar el parámetro  $H/\sqrt{D}$  se obtiene mayor dispersión que al usar solo la altura. En esta forma se encuentra para Perú lo que ya se sabía (14,15,16,17), o sea, que el parámetro  $H/\sqrt{D}$  no es adecuado para estimar el período de edificios. Como el código del Perú que criticamos emplea ese parámetro, resulta evidente la necesidad del cambio.

Los autores consideran que, aún cuando  $H/\sqrt{D}$  fuese el parámetro adecuado para estimar el período de las estructuras peruanas, los tipos y número de edificios de cada uno de ellos empleados en el estudio estadístico no permiten separar el conjunto en tres grupos y asignarles a ellos las fórmulas que se dan en el código peruano.

Tal como se demostró en Referencia 15, la fórmula  $T = 0.1 N$ , que aparece en el código del Perú, y que fué tomada del código de California, resulta excesiva para los edificios de Estados Unidos que normalmente son más flexibles. En ese trabajo (15) se encontró que para dichos edificios,  $T = 0.08 N$  sería una fórmula más adecuada. Se propone provisionalmente la expresión  $T = H/75$  ( $H$  = altura en mts. y  $T$  en segs.), para fines de predimensionamiento.



Para análisis más exactos se recomienda especificar el empleo de métodos que cumplan con las ecuaciones de la dinámica.

V-IV-10.6.01.

Se propone utilizar la expresión  $H = S U K C P$ . (Corte mínimo basal, debido a aceleraciones horizontales del suelo).

Donde  $S$  es un factor que tiene en cuenta la sismicidad regional, de acuerdo a lo siguiente :

* Zona 1	$S = 1.00$
Zona 2	$S = 0.80$
Zona 3	$S = 0.64$

Las zonas 1,2,3 están indicadas en el anexo N°1.

Quedaría provisionalmente , mientras no existan estudios de micro-regionalización de las principales ciudades del país, a criterio de los proyectistas, las mayoraciones que hubiera que considerar por efectos locales (amplificaciones especiales, licuefacción de suelos, nivel freático, etc.).

El factor  $U$ , toma en consideración el uso que tendrán las edificaciones según V-IV-10.2.02 debiendo calcularse como :



$U = 0.8$  Edificaciones Comunes (Tipo B)

$U = 1.0$  Edificaciones Públicas (Tipo C)

Teniendo en consideración la sismicidad del país y la incertidumbre de que las hipótesis en que están basados los parámetros definidos, sean un fiel reflejo de los fenómenos reales, parece aconsejable definir una cota mínima para el producto  $U.K.C.$ , que se juzga sea :

$$U.K.C \geq 0.05$$

A efectos de determinar las fuerzas sísmicas verticales, en los casos en que éstas puedan ser importantes (volados, luces mayores, o como referencia para edificaciones industriales, pórticos con elementos oblicuos, etc.) se deberá considerar un espectro con amplitudes iguales al 50% del correspondiente a las aceleraciones horizontales del suelo, definidas en V-IV-10.4.01.

V-IV-10.6.02.

Deberá agregarse "cuando se utiliza el método de análisis estático".

V-IV-10.6.04.

(Se propone añadir).

Las fuerzas sísmicas (y en general la respuesta dinámica), podrán determinarse utilizando el método de análisis dinámico y ello será obligatorio en los casos que se especifican más adelante (V-IV-10.10.05) y (V-IV-10.11.03)



Salvo en el caso en que se desee utilizar un método de análisis más refinado (señales digitalizadas de sismos reales o artificiales), se empleará el método de análisis modal, considerando para cada modo una aceleración del suelo igual a  $SUKCg$ , siendo "g" la aceleración de la gravedad.

Cuando se utilice estos métodos de análisis, el corte basal deberá ser igual o mayor al 70% del obtenido según lo especificado en V-IV-10.6.01 si resultase menor, deberá mayorarse proporcionalmente las fuerzas sísmicas asociadas a cada modo (y en todos por igual), hasta cumplir con dicho 70% del corte mínimo basal estático.

Cuando se emplee el método de análisis modal, las respuestas para el diseño se obtendrán considerando una superposición modal, basada en:

- a) Modelos hasta de 4 grados de libertad

$$R = \sum |R_n|$$

- b) Modelos de 5 a 7 grados de libertad

$$R = \frac{1}{2} \left( \sum |R_n| + \sqrt{\sum R_n^2} \right)$$

- c) Modelos de más de 7 grados de libertad

$$\sqrt{\sum R_n^2}$$



Esta proposición se sustenta en el hecho de que, ~~por tanto~~, cuando hay pocos grados de libertad, la probabilidad de simultaneidad de máximos de las respuestas asociadas a los diferentes modos, es alta. Por ~~tanto~~ tanto ~~es~~ ~~is~~, la expresión  $R = \sqrt{\sum R_n^2}$  que aparece en el actual código peruano y que es de origen estadístico, sólo tiene validez cuando el número de respuestas consideradas es suficientemente alto.

#### V-IV-10.7.02.

Se propone modificar el espesor mínimo de muros portantes de ladrillo a 15 centímetros, para construcciones hasta de 2 pisos y altura máxima de 6 metros, dada la buena experiencia observada en edificaciones que teniendo estos espesores cumplen con el resto de las prescripciones indicadas en las normas existentes.

#### V-IV-10.8.

La distribución de fuerzas sísmicas en altura, que aparece en el código vigente, debería ser modificada. Con esa prescripción se trata de compensar los defectos que tiene la distribución en altura del código de California (y adoptada en varios códigos del continente americano) al no dar suficiente importancia a los modos superiores de vibración.

El colocar cargas concentradas en la parte alta del edificio no resuelve necesariamente el problema. A veces se crean con eso problemas mayores que el que se trataba de resolver.



El código de California, tal como se ha mostrado al comienzo de este trabajo, ha sido modificado varias veces en lo que respecta a la distribución en vertical de fuerzas sísmicas en edificios y en opinión de los autores, mantiene el defecto principal, y ese es, que la distribución triangular pueda conducir a solicitaciones laterales bastante alejadas de la realidad (6,7).

Los autores consideran que si se usa la distribución en vertical

$$F_i = \frac{w_i (\sqrt{y_{i-1}} - \sqrt{y_i})}{\sum_1^n w_i (\sqrt{y_{i-1}} - \sqrt{y_i})} \cdot H$$

donde:

$F_i$  = Fuerza en el nivel  $i$

$y_i$  =  $H_j - h_i$

$H_j$  = Altura total

$h_i$  = Altura del nivel  $i$ , hasta la base.

que uno de los autores desarrolló después de estudiar numerosas estructuras sometidas a varios terremotos, se obtienen resultados que están de acuerdo con la realidad y que no requieren de cargas concentradas para corregir defectos ocasionados por despreciar la importancia de los modos superiores de vibración.



V-IV-10.0.03.

Las fuerzas de inercia correspondientes a las masas de todos los elementos situados sobre el último nivel, deben calcularse con la aceleración asociada a la fuerza de inercia de este nivel, es decir

$$F = \frac{F_n}{w_n} W$$

donde

F = Fuerza de inercia

$F_n$  = Fuerza de inercia correspondiente al último nivel.

$w_n$  = Peso asignado al último nivel

W = Peso del elemento

Se considerará que esta fuerza de inercia actúa en el centro de gravedad del elemento en cuestión.

Para el diseño de estos elementos, se considerará una fuerza de inercia igual al doble de la determinada en este ordinal, debido a la amplificación de la respuesta estructural de dicho elemento.

V-IV-10.10.06.

(Se propone añadir)

Dada la imprecisión de los métodos cuasestáticos, deberá exigirse para edificios de más de 10 pisos ó 30 metros, un análisis dinámico que



implique la presentación de la memoria de cálculo. En este análisis dinámico deberá considerarse los grados de libertad de giro asociados a cada nivel.

V IV-10.11.02.

Debe iniciarse el párrafo indicando que se refiere al caso de utilizarse un análisis estático.

V-IV-10.11.03.

Debe iniciarse el párrafo como sigue : "Para efectos del cálculo de los elementos de cada nivel, deberá considerarse aplicado en dicho nivel, un momento torsor que se determinará de acuerdo a las siguientes expresiones :

$$T_i = H (1.5 e_i + 0.05 b_x)$$

$$\text{ó} \quad T_i = H (e_i - 0.05 b_x)$$

Para el diseño se tomará en cuenta la que produzca resultados más desfavorables.

Adicionalmente estas expresiones sólo podrán utilizarse, mientras se cuenta con una rigidez torsional mínima en cada nivel expresada por la siguiente relación :

$$\frac{K}{k} \geq 36 \cdot \frac{J}{M} - 25 \cdot e^2 \cdot \frac{M}{J} \quad (\text{Ref. 22})$$

donde

$K$  = Rigidez torsional referida al centro de masas expresada en Kg. x cm.

$k$  = Rigidez de traslación expresada en Kg./cm.

$J$  = Momento polar de inercia alrededor del centro de masas expresada en  $\text{cm}^4$ .

$M$  = Masa expresada en Kg.  $\text{seg.}^2/\text{cm}$ .

En caso de que no se cumpla esta condición deberá exigirse la utilización de un método dinámico de análisis.

Los autores se encuentran realizando un estudio que pretende establecer una forma más simple de definir la rigidez torsional mínima con que debe contar un edificio. Tan pronto como se cuente con resultados confiables, serán propuestos a la consideración de los interesados.

#### V-IV-10. 12. 01

Los autores consideran que el valor de  $J$  debe definirse en cada nivel y proponen :

$$J_i = 0.8 + 0.2 \frac{h_i}{H}$$



Esta expresión implica menores reducciones al momento volcante para edificios flexibles, que la indicada en las normas peruanas, lo cual concuerda con el hecho de que normalmente el momento volcante queda esencialmente definido por las fuerzas de inercia asociadas al modo fundamental de vibrar.

V-IV-10.17.01.

El valor de  $C_2$  debe calcularse en función de la aceleración actuante en el nivel de sustentación del elemento no estructural y no con un valor constante para los diferentes niveles de un edificio.

$$C_{2i} = \frac{3 F_i}{w_i}$$

donde

$F_i$  = Fuerza de inercia en el nivel  $i$ .

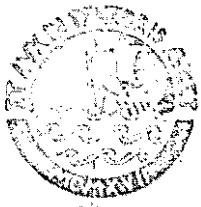
$w_i$  = Peso asignado al nivel  $i$ .

El factor 3 es el resultado de considerar por un lado una amplificación por resonancia (para pequeños valores del grado de amortiguamiento) igual a 2, y por otro, un coeficiente de seguridad de 1.5 en virtud del peligro que representan los elementos no estructurales, para la vida de las personas, como se ha comprobado en diversas oportunidades.



REFERENCIAS

1. SEAOC , "Recommended Lateral Force Requirements and Commentary", 1967.
2. California State Chamber of Commerce, "Building Code for California," Los Angeles, Calif. 1939.
3. Anderson et al., "Lateral Forces of Earthquake and Wind", Transactions ASCE , Vol.117, 1952.
4. Arias, A., Husid, R., "Fórmula Empírica para la determinación del Período de Edificios", Primeras Jornadas Argentinas de Ingeniería Antisísmica , San Juan y Mendoza, Argentina, Abril 1962.
5. SEAOC, "Recommended Lateral Force Requirements and Commentary", 1974.
6. Husid, R., "Estudio Teórico sobre la Repartición Vertical de Fuerzas Sísmicas en Edificios", Tesis para optar al título de Ingeniero Civil Estructural, Universidad de Chile, 1960.
7. Arias, A., Husid , R., "Fuerzas Sísmicas en Edificios", Primeras Jornadas Argentinas de Ingeniería Antisísmica, San Juan, y Mendoza, Argentina, Abril 1962.



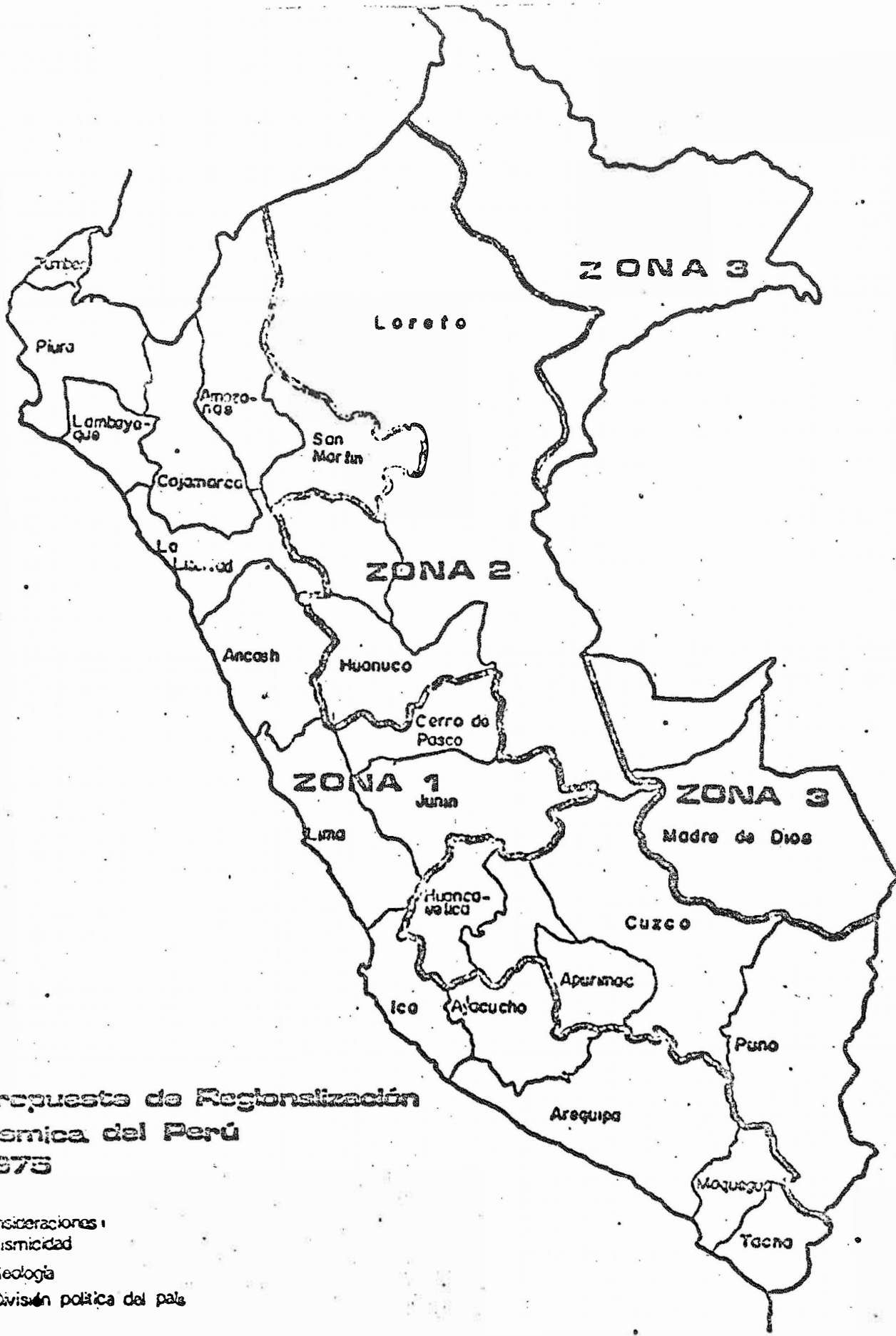
8. International Association for Earthquake Engineering, "Earthquake Resistant Regulations. A World List", Tokyo, Japan, 1973.
9. Arias, A., Husid, R., "Proyecto de Norma de Cálculo Antisísmico de Edificios", Revista del IDIEM, Vol.1, N°2, Junio 1962 pp. 121-146, Santiago- Chile.
10. Arias, A., Petit-Laurent, L., "Un Modelo Teórico para Acelerogramas de temblores fuertes", Revista del IDIEM, Vol.4, N°1, Mayo 1965, Santiago-Chile.
11. Oweis, I., Urzúa, A., Dobry, R., "Simplified Procedures for Estimating the Fundamental Period of a Soil Profile", 13th. Annual Symposium on Engineering Geology and Soils Engineering, University of Idaho, April 1975.
12. Cloud, W.K., Comunicación personal a R. Husid.
13. Kuroiwa, J., "Período de Vibración y Características Estructurales de Edificios Ubicados en Lima y Alrededores", Congreso Panamericano de Estructuras, Lima, Perú, 1964.
14. Husid, R., Discusión de "Natural Periods of Vibration of Buildings by G.W. Housner and A. Brady", Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, April 1964.

15. Husid, R., "Análisis de las Medidas de Períodos de Vibración de Edificios Nuevos", Revista del IDIEM, Vol. 4, N°3, Diciembre 1965, Santiago - Chile.
16. Husid, R., Pleber, W. Romo, J., "Dynamic Characteristics of Tall Buildings in Chile", Conference on Earthquake Analysis of Structures, September 1-4, 1970, Jassy, Rumania.
17. Husid, R., Popp, C., "Fundamental Period of Framed Structures", Bulletin of The International Institute of Seismology and Earthquake Engineering, Vol, 8, pp.187-215, 1971, Tokyo, Japan.
18. Husid, R., Gomez, N., Santolaya, A., "Análisis de Terremotos Peruanos", I Congreso Nacional de Sismología e Ingeniería Antisísmica", Setiembre 1969, Lima, Perú.
19. Ocola, L., "Earthquake Activity of Perú", Department of Geology, University of Wisconsin, Madison, Estados Unidos.
20. Chávez, J., Huaco, D., "Regionalización Sísmica del Perú mediante Intensidades". Reunión Andina de Seguridad Sísmica, 1975, Lima, Perú.
21. Silgado, E., "Sismicidad de la Región Occidental de la América del Sur, entre los paralelos 2° y 18° latitud Sur", Primer Congreso Nacional de Sismología e Ingeniería Antisísmica, 1969, Lima-Perú.
22. Newmark, N.M., y Rosenbluth, E., "Fundamentals of Earthquake Engineering", Prentice Hall, N.Y. Estados Unidos, 1971.



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU

ANEXO N° 1



**Propuesta de Regionalización  
Sismica del Perú  
1975**

- Consideraciones:
- ▣ Sismicidad
  - ▣ Geología
  - ▣ División política del país

MAY 14, 1972  
(8.3)

MAY 31, 1970  
(7.7)

OCT 17, 1966  
(7.5)

MAY 24, 1940  
(8.4)

OCT 3, 1974  
(7.7)

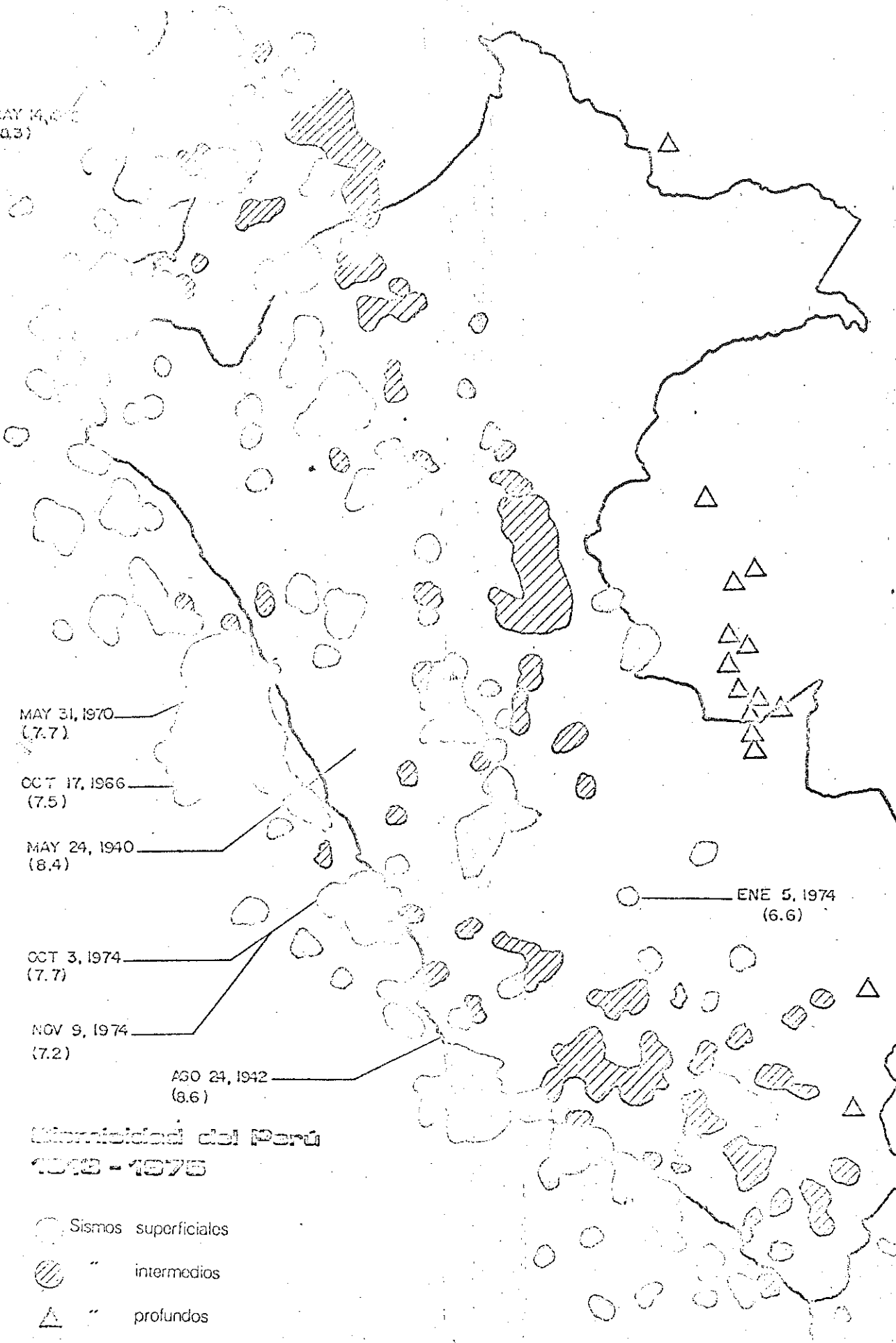
NOV 9, 1974  
(7.2)

AGO 24, 1942  
(8.6)

ENE 5, 1974  
(6.6)

### Sismicidad del Perú 1942 - 1975

- Sismos superficiales
- ◐ " intermedios
- △ " profundos





PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU

ANEXO N° 2

Comparación entre el espectro actual y  
 algunas curvas de la familia de espectros propuesta.

Nota: Tener en cuenta la limitación  $UHC \geq 0.05$

$C = 0.1 \left( \frac{1 + 2T_0}{1 + T_0} \right) T_0^{1/2}$	
$C = \left( \frac{1 + 2T_0}{1 + T_0} \right) \sqrt{\frac{0.2 T_0^{1/3}}{T_0^2 + T_0^3}}$	
$C = 0.05 \sqrt[3]{T}$	

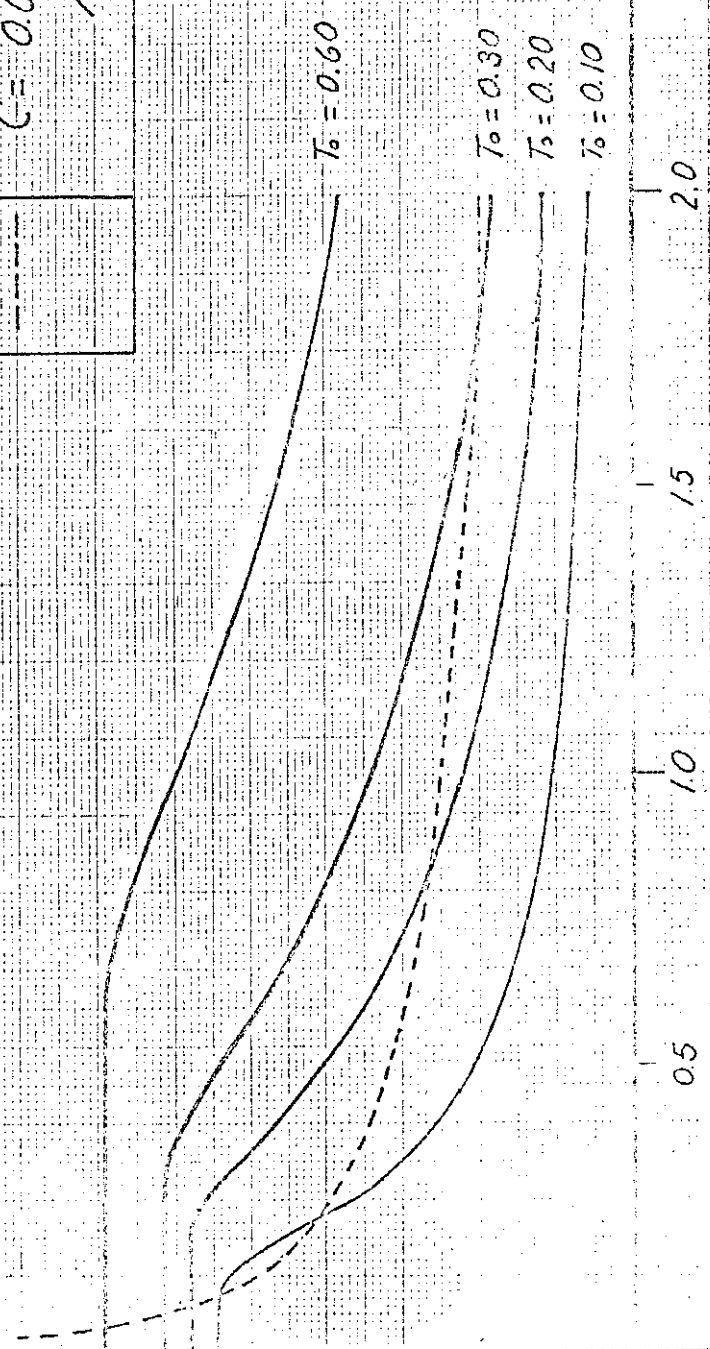
C

0.20

0.15

0.10

0.05



0.5

1.0

1.5

2.0

T (s)

REFERENCIA COMPARATIVA

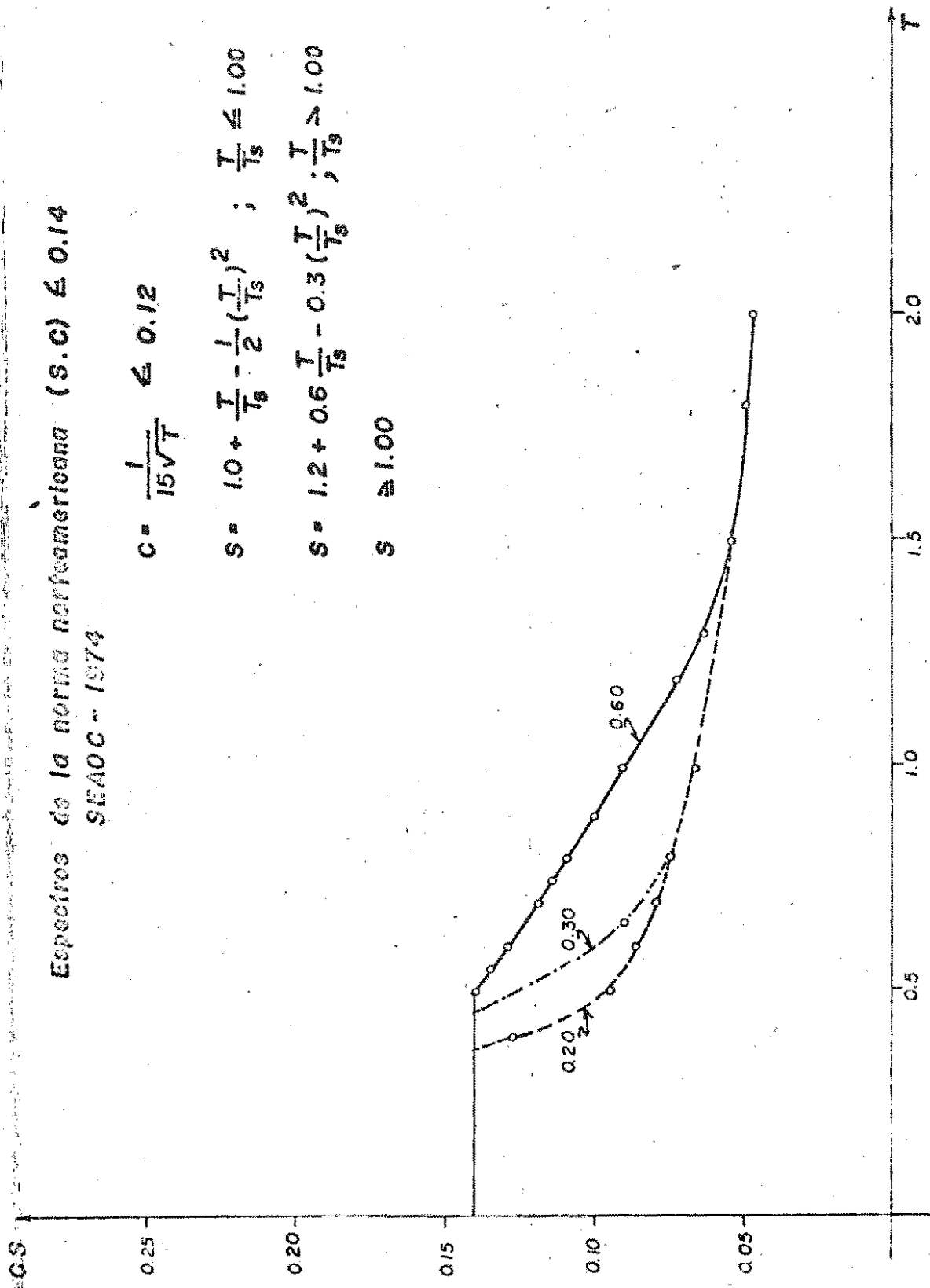
Especímenes de la norma norteamericana (S.C)  $\leq 0.14$   
 SEACOC - 1974

$$C = \frac{1}{15\sqrt{T}} \leq 0.12$$

$$S = 1.0 + \frac{T}{T_s} - \frac{1}{2} \left(\frac{T}{T_s}\right)^2 ; \frac{T}{T_s} \leq 1.00$$

$$S = 1.2 + 0.6 \frac{T}{T_s} - 0.3 \left(\frac{T}{T_s}\right)^2 ; \frac{T}{T_s} > 1.00$$

$$S \geq 1.00$$



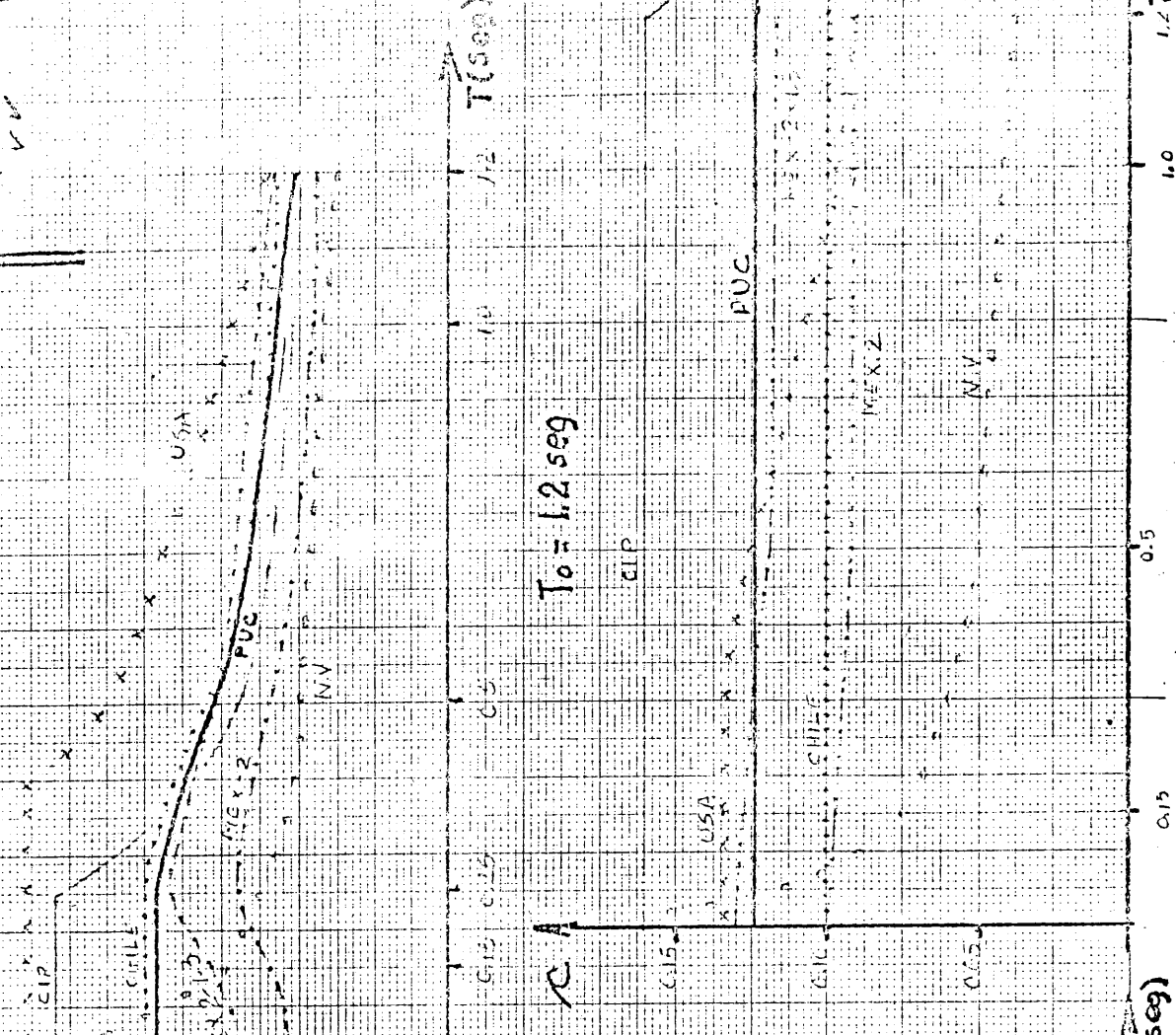
comparación de coef. sísmicos  $\alpha$  según normas antisísmicas vigentes

$H = \alpha \cdot R$

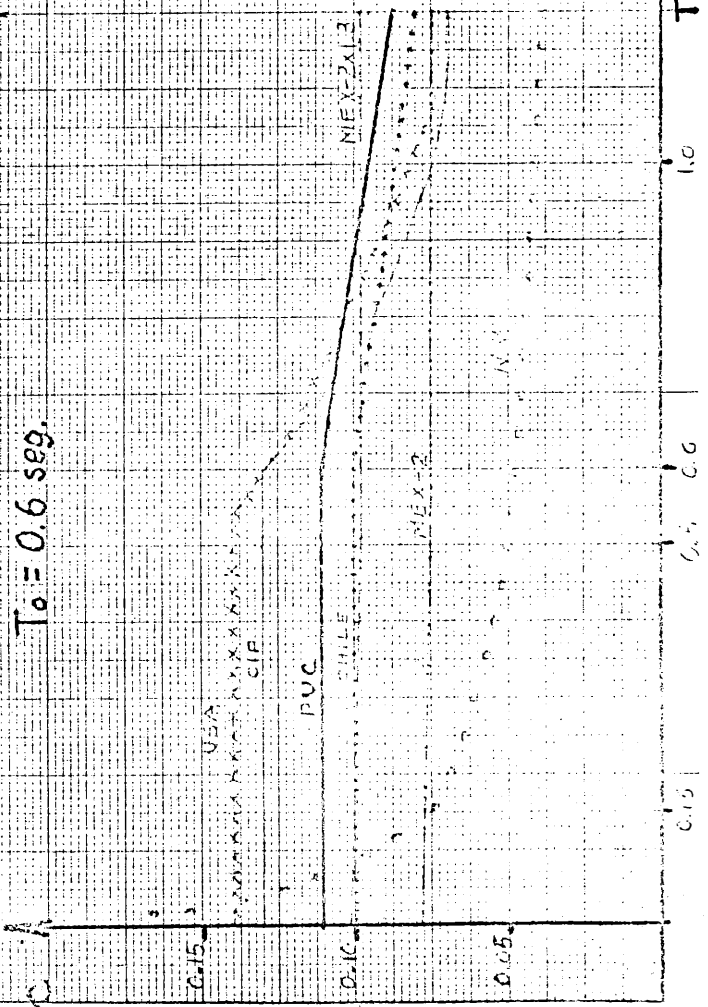
Aplicada sobre edificios comunes de  $T = 0.15, 0.5$  y  $1.2$  seg, ubicados sobre los suelos tipo I, II, III que propone el Colegio de Ingenieros.

$T_0 = 0.25$  seg

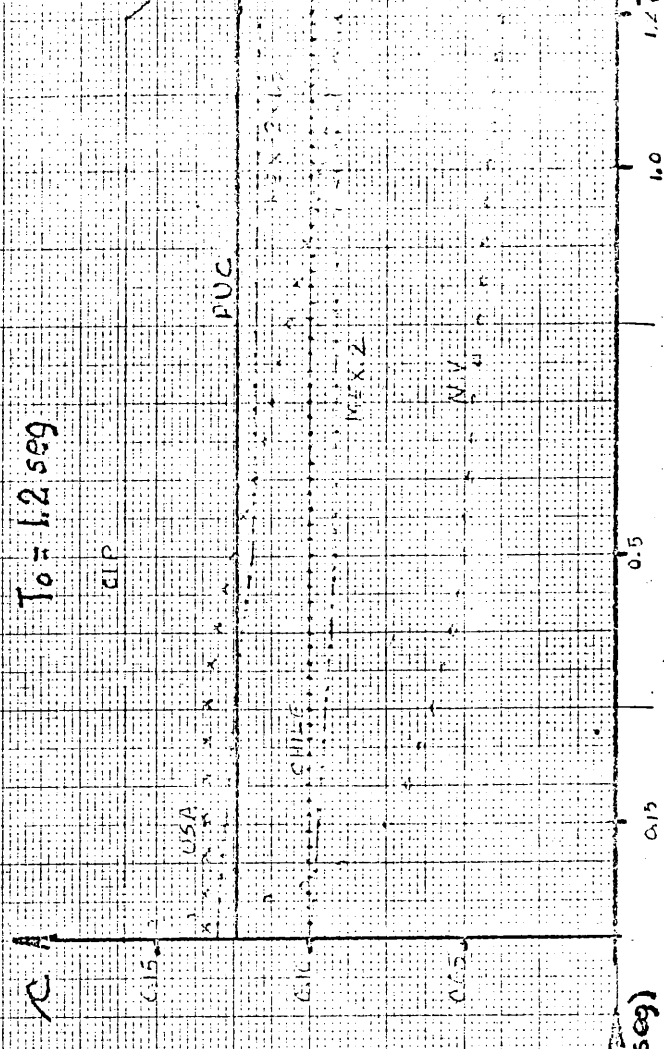
Propuesta  
v.a.



$T_0 = 0.6$  seg.



$T_0 = 1.2$  seg



# *Diferencia Comparativa*

*Espectores de la norma antisísmica chilena.*





# PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU

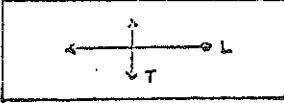
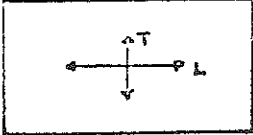
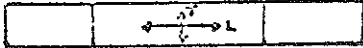
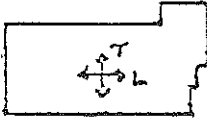
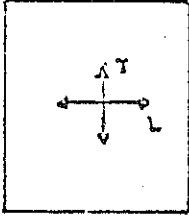
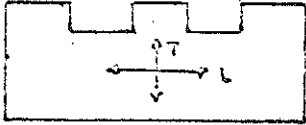

DEPARTAMENTO DE INGENIERIA

## RELACION DE LAS CARACTERISTICAS DE LOS EDIFICIOS UTILIZADOS PARA EL ESTUDIO DE LA EVALUACION EMPIRICA DEL PERIODO FUNDA- MENTAL .-

- Las dimensiones fueron rectificadas en el mes de Setiembre de 1975.
- Todos los dibujos están a escala. Tomar como base las dimensiones L. ó T.
- La medición de los períodos de vibración fue efectuada por un equipo que dirigía el Sr. William K. Cloud en Noviembre de 1963.

# PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU


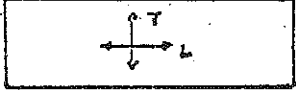

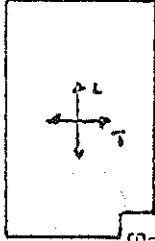
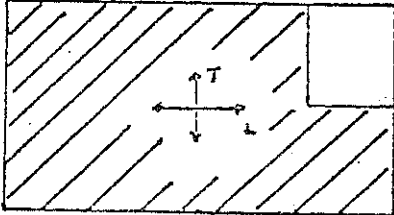
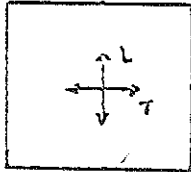
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA

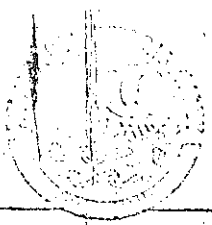
Edificio	Altura		Dimensiones		Observaciones
	Pisos	Metros	L (metros)	T	
1. La Nacional Av. Grau-Lima	19	60.52	36.55	12.7	Grau  concreto armado
2. La Nacional Av. Abancay Lima	13	41.24	32.25	17.2	Abancay  Concreto Armado
3. San Patricio Tacna 2da c. Lima	9	25.5	28.8 57.2	8.0 8.0	 Tacna concreto armado
4. San Reynaldo Tacna 329 Lima	12	38.45	25.45	13.8	 Tacna concreto armado
5. Nda. de Piedra e hijas Tacna 359-Lima	18	55.15	23.5	28.5	 Tacna concreto armado
6. El Moncayo Tacna 338 Lima	8	24.0	37.4	15.0	 Tacna Concreto Armado
7. La Universal Tacna 308 Lima	7	22.9	13	14.4	 Tacna concreto armado



# PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU

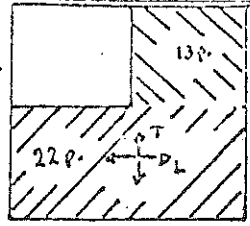
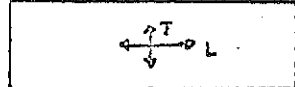
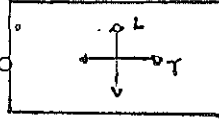
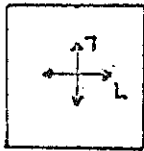
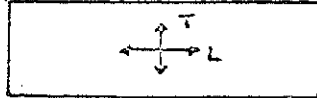
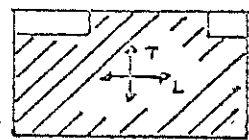
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA

Edificio	Altura		Dimensiones		Observaciones
	Pisos	Metros	L (metros)	T	
Ostolaza Tacna y Huancavelica Lima	11	36.05	33.2	12.6	Huancavelica Tacna  concreto armado
Nazarenas Tacna 411 Lima	8	28.0	36.8	11.2	 Tacna concreto armado
San Alfonso Tacna 320 Lima	9	27.0	12.0	12.2	 Tacna Concreto armado
Málaga Santolaya Tacna 543 Lima	13	41.1	38.5	24.0	 Tacna concreto armado
Tacna Tacha 592 Lima	11	35.6	61.8	34.2	Moquegua  Tacna concreto armado
Antigua La Crónica Tacna 665 Lima	8	26.55	21.24	23.3	 Tacna concreto armado



# PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU

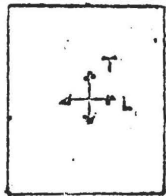
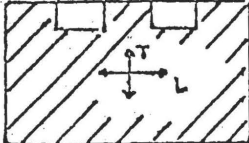
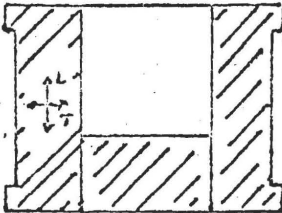
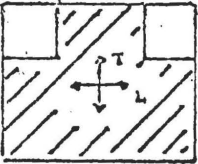
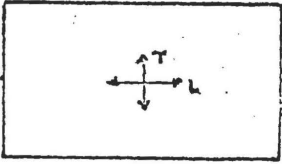
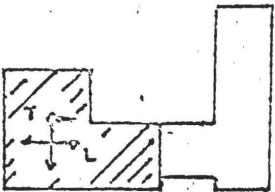
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA

Edificio	Altura		Dimensiones		Observaciones
	Pisos	Metros	L (metros)	T	
14. Tacna y Colmena Lima	22	68.4	36.6 reducción 36.6	37.25 17.7	 <p>Tacna Colmena</p> <p>concreto armado</p>
15. Hotel Crillón Colmena-Lima	19 (no hay 9 y 13)	60.0	46.12	14.0	 <p>La Colmena</p> <p>concreto armado</p>
16. Del Castillo Colmena 611 Lima	8	26.0	27.5	14.6	 <p>Torricon Colmena</p> <p>concreto armado</p>
17. Monte Rosa Rufino Torrico 837-Lima	8	26.7	18.0	17.7	 <p>Colmena Torrico</p> <p>concreto armado</p>
18. Parra del Riego Wilson 911 Lima	11	35.8	39.9	12.3	 <p>Tacna</p> <p>concreto armado</p>
19. Hotel Riviera Wilson 961 Lima	14	41.39	30.0	16.5	 <p>Wilson</p> <p>concreto armado</p>



# PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU

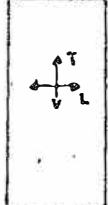
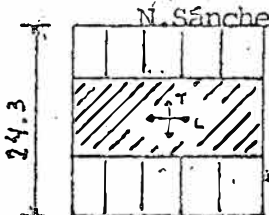

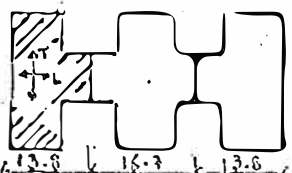
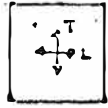
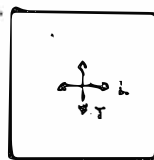
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA

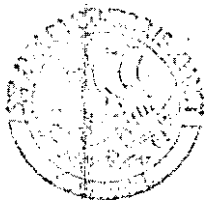
Edificio	Altura		Dimensiones		Observaciones
	Pisos	Metros	L (metros)	T	
20. Wilson Wilson 990 Lima	7	24.3	20	25.7	 <p>concreto ama Wilson</p>
21. San Blas Wilson 1040 Lima	7	23.2	31.5	17.8	 <p>concreto armado Wilson</p>
22. Ministerio de Hacienda Av. Abancay Lima	11	42	54.6	17.8	 <p>concret armado Abancay</p>
3. Cia.de Segur- ros Fenix Abancay Lima	9	27.8	23.7	20.1	 <p>concreto armado Abancay</p>
4. Cofico Abancay 235 Lima	7	23.8	36.2	20.1	 <p>concreto armado Abancay</p>
5. Conaco Abancay 210 Lima	11	28.56	19.9	15.0	 <p>concre armado Abancay</p>



# PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU


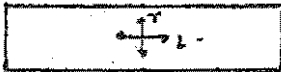
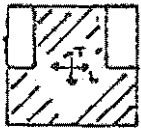
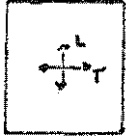

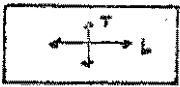
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA

Edificio	Altura Pisos      Metros		Dimensiones L (metros) x T		Observaciones
26. Ricardo Palma Abancay y Cuzco-Lima	9	26.33	11.5	28.3	 <p>Abancay</p> <p>concreto armado</p>
27. El Pacífico Washington Arequipa y N. Sánchez Lima	13	47	24.2	10.0	 <p>N. Sánchez</p> <p>24.3</p> <p>Vigas sin los en el nivel</p> <p>concreto armado</p>
28. Inmobiliaria Zigo S.A. R.Chile-N. Sánchez-Lima	6	15.2	14.85	12.3	 <p>R. Chile</p> <p>concreto armado</p> <p>N. Sánchez</p>
29. Arenales					No se ubicó
30. Arenales 371 Lima	8	22.2	13.8	21.8	 <p>Arenales</p> <p>13.8</p> <p>concreto armado</p>
31. Fénix Peruana J. Pardo 190 Miraflores	11	31.2	12.1	12.8	 <p>J. Pardo</p> <p>concreto armado</p>
32. Ed. Rentas Malecón. 28 de Julio 211 Miraflores	9	25.75	19.0	19.5	 <p>Malecón</p> <p>concreto armado</p>



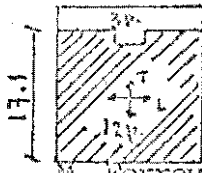
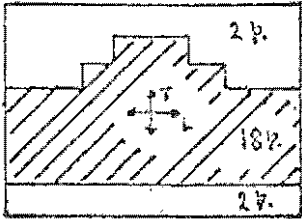


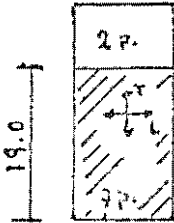
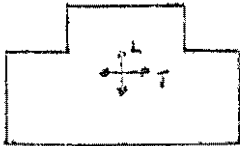
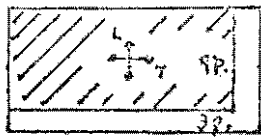
# PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU

DEPARTAMENTO DE INGENIERIA

Edificio	Altura		Dimensiones		Observaciones
	Pisos	Metros	L (metro <sup>2</sup> )		
3. Panamericana T.V. Arequipa 1110-Lima	5	16.8	12.2	22.0	 Arequipa concreto armado
4. F. de Arquitectura-Lima	3	10.95	36.3	7.32	 Jardín concreto armado
5. May May M. Ferreyros 686 Ancón	10	30.0	17.0	15.0	 M. Ferreyros concreto armado
6. Mar y Sol M. Ferreyros 636 Ancón	9	26.85	15.0	16.9	 M. Ferreyros Concreto armado
7. Merlin M. Ferreyros 622	9	26.85	14.85	22.95	 M. Ferreyros concreto armado
8. Tortuga M. Ferreyros 572 Ancón	8	24.2	21.8	10.0	 M. Ferreyros concreto armado

# PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU

DEPARTAMENTO DE INGENIERIA

Edificio	Altura		Dimensiones		Observaciones
	Pisos	Metros	L (m.)	T	
Madusa Ferreyros Ancón	12	33.0	19.2	20.7	 <p style="text-align: center;">M. Ferreyros</p> <p style="text-align: right;">concreto armado</p>
El Parque M. Ferreyros 382 Ancón	18	50.3	48.0 reducción 48.0	34.0 25.0	 <p style="text-align: center;">M. Ferreyros</p> <p style="text-align: right;">concreto armado</p>
Bco. Industrial del Perú Quzco y Pg. Castañeta Lima	8	31.9	38.7 reducción 37	17.25 15.0	 <p style="text-align: center;">P. Castañeta</p> <p style="text-align: right;">concreto armado Quzco</p>
Soc. Nac. Agraria M. Quesada 329 Lima	9	27.0	28.75	17.0	 <p style="text-align: center;">M. Quesada</p> <p style="text-align: right;">concreto armado</p>
Radio El Sol L. Velarde y Uruguay Lima	7	21.85	12.75	28.2	 <p style="text-align: center;">Uruguay</p> <p style="text-align: right;">concreto armado</p>
El Sol Colmena y Camaná Lima	15	47.3	18.6	29.85	 <p style="text-align: center;">Colmena</p> <p style="text-align: right;">Acero</p>
Seguros La Colmena-Azángaro Lima	9	28.2	16.5 13.5	32.8 28.5	 <p style="text-align: center;">Azángaro</p> <p style="text-align: right;">Acero</p>