



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA
SECCIÓN INGENIERÍA CIVIL

FUERZAS DE DISEÑO Y CONTROL DE
DESPLAZAMIENTOS EN LA NORMA PERUANA
DE DISEÑO SISMORRESISTENTE

Alejandro Muñoz Peláez

COMENTARIOS A LA NORMA TÉCNICA
DE EDIFICACIÓN E-050, SUELOS Y
CIMENTACIONES

*Manuel A. Olcese Franzero
Jorge V. Zegarra Pellanne*

*DI-98-01, DI-98-02
Lima, febrero 1998*



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ
Departamento de Ingeniería
Sección Ingeniería Civil

**FUERZAS DE DISEÑO Y CONTROL DE
DESPLAZAMIENTOS EN LA NORMA PERUANA DE
DISEÑO SISMORRESISTENTE**

Alejandro Muñoz Peláez

**COMENTARIOS A LA NORMA TÉCNICA DE
EDIFICACIÓN E-050, SUELOS Y CIMENTACIONES**

Manuel A. Olcese Franzero
Jorge V. Zegarra Pellanne

DI-98-01, DI-98-02

Lima, febrero 1998

PRESENTACION

Durante el año 1997 se aprobaron las Nuevas Normas Técnicas E-050 "Suelos y Cimentaciones" y E-030 "Diseño Sismorresistente". En su elaboración participaron destacados especialistas que, con sus valiosos aportes, permitieron que se cuente con Normas actualizadas.

En el Comité Técnico Especializado para la Norma E-030 participaron como representantes de la PUCP, los ingenieros Alejandro Muñoz P., Daniel Torrealva D. y Juan Bariola B., y como representante del CIP, el ingeniero Luis Zegarra C., todos ellos profesores de la Sección Ingeniería Civil del Departamento de Ingeniería de la PUCP.

En el caso de la Norma E-050, participaron, por parte de la PUCP, los ingenieros Manuel Olcese F. y Jorge Zegarra P.

La sección Ingeniería Civil presenta en esta publicación los trabajos titulados "Fuerzas de Diseño y Control de Desplazamientos en la Norma Peruana de Diseño Sismorresistente" y "Comentarios a la Norma Técnica de Edificación E-050 Suelos y Cimentaciones". Estamos seguros que la divulgación de estudios como los que acá se presentan, servirán para un mejor entendimiento de las Nuevas Normas, así como una correcta aplicación de ellas.

Juan Antonio Montalbetti S.
Coordinador de la Sección
Ingeniería Civil



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ
Departamento de Ingeniería
Sección Ingeniería Civil

**FUERZAS DE DISEÑO Y CONTROL DE
DESPLAZAMIENTOS EN LA NORMA PERUANA DE
DISEÑO SISMORRESISTENTE**

Alejandro Muñoz Peláez

Lima, febrero 1998
DI-98-01

FUERZAS DE DISEÑO Y CONTROL DE DESPLAZAMIENTOS EN LA NORMA PERUANA DE DISEÑO SISMORRESISTENTE

Alejandro Muñoz Peláez (*)

RESUMEN

Las fuerzas sísmicas y los desplazamientos laterales son parámetros que condicionan en gran medida, el proyecto de edificaciones en nuestro país. Si bien la actual Norma Peruana de Diseño Sismorresistente incluye cambios en las fuerzas de diseño en relación a la Norma de 1977, los cambios más importantes corresponden a la evaluación y al control de los desplazamientos laterales.

El objetivo de este artículo es la difusión de los aspectos concernientes al control de desplazamientos y a las fuerzas de diseño de la Norma de Diseño Sismorresistente. Se precisa el significado de los principales parámetros que determinan las solicitaciones sísmicas y se justifican algunos valores asumidos en el nuevo código. Se presentan los resultados para fuerzas elásticas, fuerzas de diseño y desplazamientos esperados. Se incluye un acápite con sugerencias para facilitar el análisis de edificios y se muestran los resultados de tres edificios analizados.

Como se observará, con la norma vigente se obtienen fuerzas de diseño similares a las del código anterior; sin embargo, los desplazamientos laterales resultan hasta 3 veces mayores a los obtenidos con el código de 1977. Pese a esta diferencia, los edificios estructurados en base a pórticos con muros de corte, tal como los que se han venido empleando en las últimas décadas, cumplen con los límites de desplazamiento exigidos por la actual Norma Sismorresistente.

En el acápite final se comenta sobre los aspectos generales que deberán considerarse en las revisiones futuras de las normas de concreto y albañilería.

1. Introducción

La Norma Peruana de Diseño Sismorresistente E.030 [1], vigente desde 1997, es el resultado de dos años de trabajo de la comisión convocada por el Servicio Nacional para la Industria de la Construcción, SENCICO.

Tanto los aspectos generales como los detalles, fueron estudiados con el debido detenimiento a lo largo de estos 2 años. Se tuvo especial cuidado en precisar el significado de cada uno de los factores y coeficientes que intervienen en los procedimientos numéricos, con el fin de posibilitar el ajuste futuro de valores en base a definiciones concretas. El sismo de Nasca del 12 de noviembre de 1996, apuró la redacción final del documento.

En relación a la Norma de 1977 [2], los cambios corresponden en algunos casos a la incorporación de criterios ya aceptados en muchos códigos del mundo [3,4,5] y en otros, a necesidades propias del país. Los cambios más importantes corresponden al control de desplazamientos laterales, al reconocimiento de los hospitales y locales escolares como edificaciones esenciales y a la mayor exigencia de regularidad y rigidez en general.

En adelante, la vigente Norma Peruana de Diseño Sismorresistente, y el código de 1977 se refieren como NTE-E.030 y NSR-77 respectivamente. Las referencias se indican entre "[]".

(*) *Profesor del Departamento de Ingeniería de la Pontificia Universidad Católica del Perú y Coordinador del Área de Estructuras. Miembro del Comité Técnico Especializado de la Norma de Diseño Sismorresistente E.030. Socio de PRISMA Ingenieros Consultores.*

2. Coeficiente Sísmico

Zonificación Sísmica del Perú, Factor Z

Los sismos son fenómenos de naturaleza aleatoria y su efecto en las estructuras sólo puede definirse en términos probabilísticos [6,7]. La figura 2.1 muestra los resultados del peligro sísmico en términos de aceleración máxima, para tres lugares en la costa del Perú, considerando un tiempo de exposición de 50 años [8]. En el eje horizontal se anotan los valores de la aceleración, y en el eje vertical la probabilidad de que tal valor de aceleración sea superado. Puede notarse que la aceleración que tiene sólo 10 % de probabilidad de ser superada en los 50 años de exposición es aproximadamente 0.4 g.

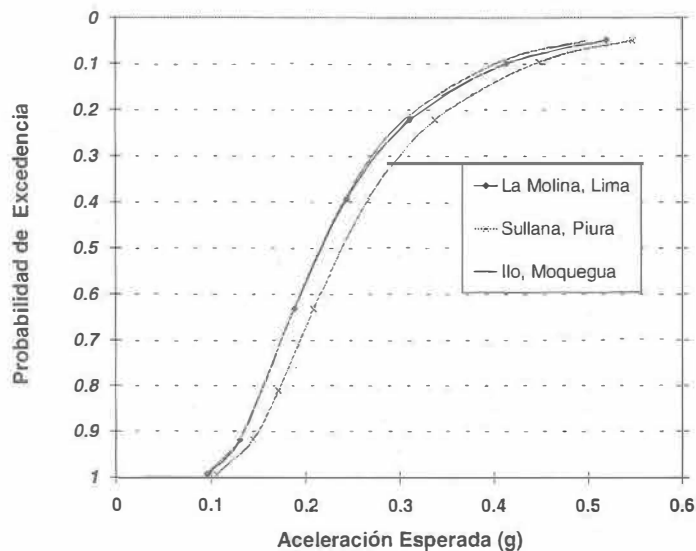


Figura 2.1 Aceleración Máxima Esperada en un periodo de exposición de 50 años

Para edificaciones comunes como edificios de oficinas, es usual considerar un tiempo de vida útil efectivo de 50 años (tiempo de exposición) y aceptar sólo 10 % de probabilidad de excedencia. En términos estadísticos, esto corresponde a la aceleración máxima de los sismos que tienen un periodo de retorno de 475 años aproximadamente.

La NTE-E.030 considera el territorio nacional dividido en tres zonas sísmicas a cada una de las cuales asigna una aceleración máxima en la base rocosa, la que se denomina factor Z. Esta aceleración corresponde al tiempo de exposición y peligro aceptados para edificios comunes. Para la zona de mayor sismicidad, fundamentalmente la costa, el valor considerado es 0.4g, y para las otras zonas 0.3g y 0.15g.

El uso del factor Z como aceleración de diseño, para obras que no sean edificaciones debe considerarse siempre en función del tiempo de vida y el riesgo que se acepte. Por ejemplo, para el análisis de licuación del suelo de cimentación de un edificio común, será adecuado emplear el mismo tiempo de exposición (50 años) y un riesgo igual o menor que el aceptado para el edificio (10 % o menos); por consiguiente, el límite inferior de la aceleración pico en este caso debería ser el factor Z. La aceleración para el análisis de estabilidad de taludes o muros de contención, debe hacerse con una clara aceptación de que el riesgo y el tiempo de exposición son los adecuados al proyecto. Por ejemplo usar 0.25 g como aceleración de diseño, para un tiempo de exposición de 50 años, significará aceptar 40 % de peligro de excedencia (Fig. 2.1).

Condiciones Geotécnicas, Factor S y Parámetro Tp.

La aceleración esperada en la base rocosa del emplazamiento de una obra, se modifica al pasar por los estratos de suelo hasta llegar a la cimentación. Estos cambios dependen de las características del perfil del suelo de cimentación.

La NTE-E.030 considera 4 perfiles típicos, a tres de los cuales asocia un factor de amplificación S, y un parámetro Tp. El factor S permite estimar la amplificación de las sollicitaciones sísmicas respecto a la base rocosa y el parámetro Tp corresponde al extremo derecho de la plataforma horizontal del espectro de aceleraciones. En todos los casos, Tp es mayor al periodo fundamental del perfil de suelo. La clasificación de los perfiles según la NTE-E.030 es similar a la de la NSR-77 y los factores de amplificación S son iguales.

Según la NTE-E.030, como S representa el factor de amplificación de aceleraciones por efecto del perfil de suelo, la aceleración máxima esperada en la cimentación de una estructura queda expresada por el producto ZS.

Factor de Amplificación Dinámico, Factor C

La aceleración máxima que recibe una estructura en su cimentación (producto ZS) es amplificada por cada estructura en función de su periodo fundamental de vibración, T. La NTE-E.030 permite estimar la amplificación de aceleraciones de la respuesta estructural, respecto a la aceleración en el suelo mediante el factor C que se define como:

$$C = 2.5 * \left(\frac{T_p}{T} \right)^{1.25}, \quad C \leq 2.5$$

Como C representa el factor de amplificación dinámico respecto a la aceleración en la base, la aceleración de respuesta de una estructura queda definida por el producto ZSC. En la figura 2.2 se representa esta aceleración de respuesta, junto a los espectros promedio y máximo de 6 registros de terremotos peruanos escalados a 0.4 g [9,10,11]

En la NSR-77 el factor C representaba el coeficiente sísmico, mientras que en la NTE-E.030, este factor corresponde a la amplificación de aceleraciones.



Figura 2.2 Espectro elástico de aceleraciones para la zona de mayor sismicidad y suelo rígido (Z=0.4,S=1,Tp=0.4). En línea discontinua se muestran los espectros promedio y máximo de 6 registros peruanos escalados a 0.4 g y con 5% de amortiguamiento [9,10,11].

Tanto la aceleración máxima esperada, factor Z, como el factor de amplificación dinámico, factor C, se sustentan en la información disponible [11,12], que aunque limitada, es corroborada por los resultados de otras regiones de similares características sismotectónicas [3,4,5].

Coeficiente Sísmico Elástico

La NTE-E.030 define la fuerza cortante en la base de una estructura, V, por la siguiente expresión:

$$V = \frac{ZUSC}{R} P$$

El coeficiente U corresponde a la importancia de la edificación y tiene valores similares a los de la NSR-77. El peso de la estructura se representa por P.

El factor R de esta expresión se ha denominado coeficiente de reducción de la fuerza sísmica y permite diseñar las estructuras con fuerzas menores a las que soportarían de comportarse elásticamente durante el sismo de diseño.

Si en la expresión anterior usamos R=1, la expresión para la fuerza cortante será $V=(ZUSC) P$; expresión que se interpreta como la fuerza cortante basal que impondría el sismo en una estructura elástica. Si convenimos en denominar "coeficiente sísmico" al cociente entre la fuerza cortante basal y el peso de la estructura, entonces, según la NTE-E.030 el producto "ZUSC" representa el "coeficiente sísmico elástico". La misma expresión se obtenía con la NSR-77 empleando el valor de uno para el coeficiente denominado "factor de ductilidad", $R_d=1$.

La figura 2.3 muestra el coeficiente sísmico elástico según la NTE-E.030 y según la NSR-77. Las curvas corresponden a la zona de mayor sismicidad, suelo rígido y edificaciones comunes.

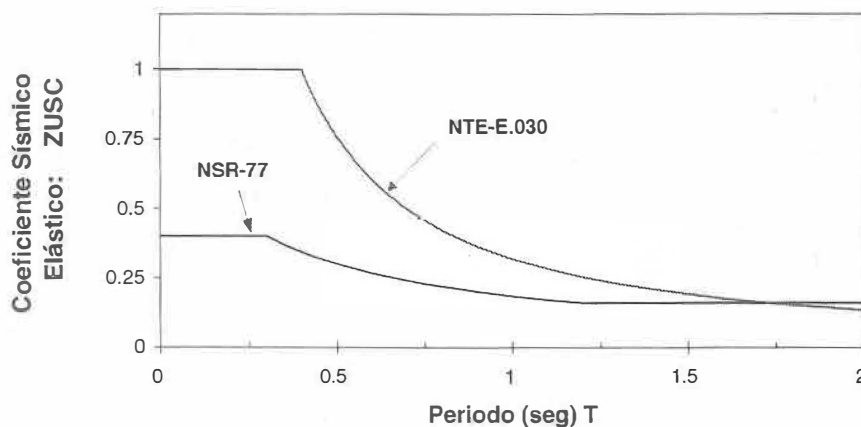


Figura 2.3 Coeficiente sísmico elástico según la NTE-E.030 y según la NSR-77, para la zona de mayor sismicidad, suelo rígido y edificaciones comunes.

Es notoria la diferencia entre ambas curvas. Puede observarse que para periodos menores a 1.7 seg., el coeficiente sísmico elástico según la NTE-E.030, resulta mayor al indicado por la NSR-77; en particular, para la zona de periodos cortos los valores son hasta 2.5 veces mayores. Así, mientras que la NSR-77 indicaba valores entre 0.40 y 0.16 para el coeficiente sísmico elástico, la NTE-E.030 establece fuerzas cortantes en la base que incluso igualan el peso de la estructura en la zona de periodos cortos.

Los valores aparentemente tan elevados del coeficiente sísmico según la NTE-E.030, se explican por el sismo de diseño adoptado de casi 500 años de periodo de retorno y concuerdan bastante bien con los niveles de fuerza sísmica elástica reconocidos en otros códigos [3,4,5].

Estos niveles tan altos de la fuerza cortante basal elástica, según la NTE-E.030, hacen evidente lo difícil, si no imposible, que resultaría diseñar una estructura para que se mantenga en régimen elástico durante el sismo de diseño.

3. Fuerzas de Diseño

Dotar a las estructuras de una resistencia a fuerzas laterales tan elevada como la de régimen elástico, es en muchos casos imposible e injustificable dada la baja probabilidad de que las fuerzas máximas se presenten durante la vida útil de una estructura (10 % de probabilidad de excedencia en 50 años de exposición). Todos los códigos de diseño reconocen este hecho y permiten reducir la resistencia lateral de las estructuras a una fracción de la máxima sollicitación elástica, a cambio de garantizar un comportamiento post elástico adecuado.

La NTE-E.030 establece coeficientes de reducción, R, según el tipo de la estructura, tal como lo hacía la Norma de 1977 con el "factor de ductilidad", Rd.

Sistema Estructural	NTE-E.030 Coeficiente de Reducción, R	NSR-77 Factor de Ductilidad, Rd
- Pórticos de Concreto Armado. - Sistema Dual: Pórticos con muros de C. A.	10	4
- Muros de Concreto Armado	7.5	3
- Albañilería Armada o Confinada	6	2.5

Tabla 3.1 Coeficientes de Reducción según las Normas Peruanas de 1977 y 1997.

Como se aprecia en la Tabla 3.1, los factores de reducción según la NTE-E.030 son aproximadamente 2.5 veces mayores a los que establecía la NSR-77; como el coeficiente sísmico elástico de la NTE-E.030 es también mayor en similar proporción, las fuerzas de diseño para los diferentes tipos de estructuras, son substancialmente similares en ambos códigos.

La figura 3.1 muestra el coeficiente sísmico de diseño para edificios de albañilería. La línea vertical punteada, delimita la zona de periodos que suelen tener estos edificios en razón de su baja altura y gran rigidez. Comparando las curvas en la zona referida, se nota que la NTE-E.030 prescribe fuerzas ligeramente mayores a las de la NSR-77.

La figura 3.2 corresponde a edificios estructurados en base a muros de concreto armado y la figura 3.3 a edificios de pórticos y sistemas duales de concreto. Como se podrá apreciar, los valores del coeficiente sísmico son similares en ambas Normas. Para el caso de edificios estructurados en base a muros de corte, el coeficiente sísmico mínimo de la NTE-E.030 resulta ligeramente menor que el de la NSR-77.

La línea vertical punteada en la figura 3.3, sugiere el límite superior para el periodo de los edificios estructurados en base a pórticos; la poca rigidez que tienen estos edificios junto a la mayor exigencia en el control de desplazamientos laterales de la Norma vigente, hace que su uso se limite a pocos niveles.

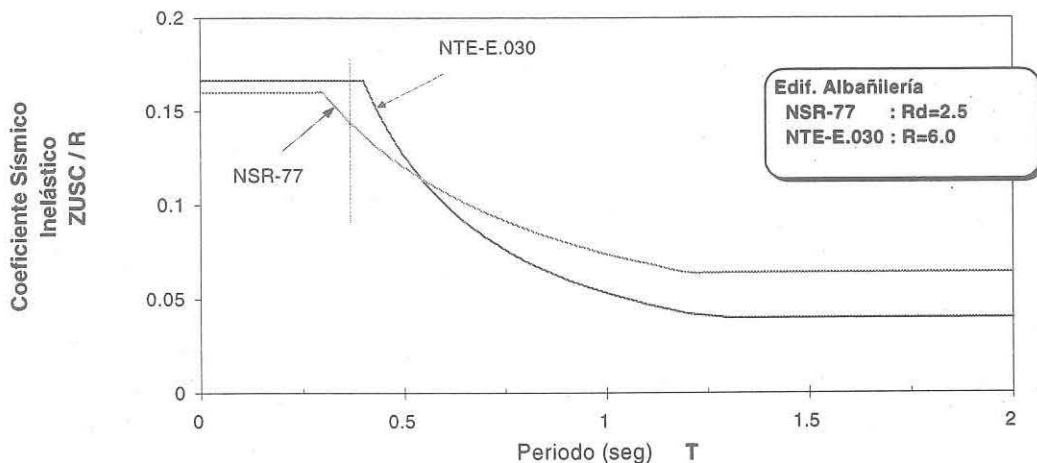


Figura 3.1 Coeficiente sísmico de diseño para edificios de albañilería en la zona de mayor sismicidad, suelo rígido y $U=1$.

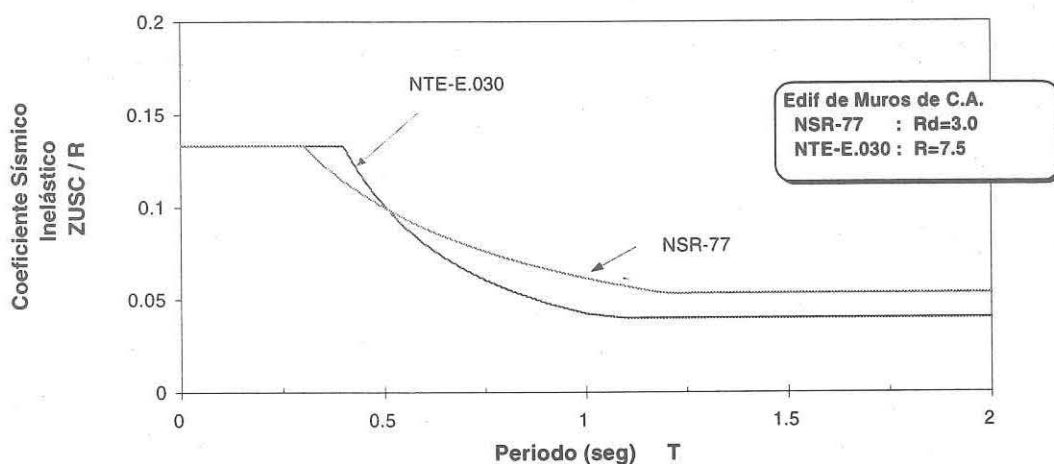


Figura 3.2 Coeficiente sísmico de diseño para edificios en base a muros de concreto armado en zona de mayor sismicidad, suelo rígido y $U=1$.

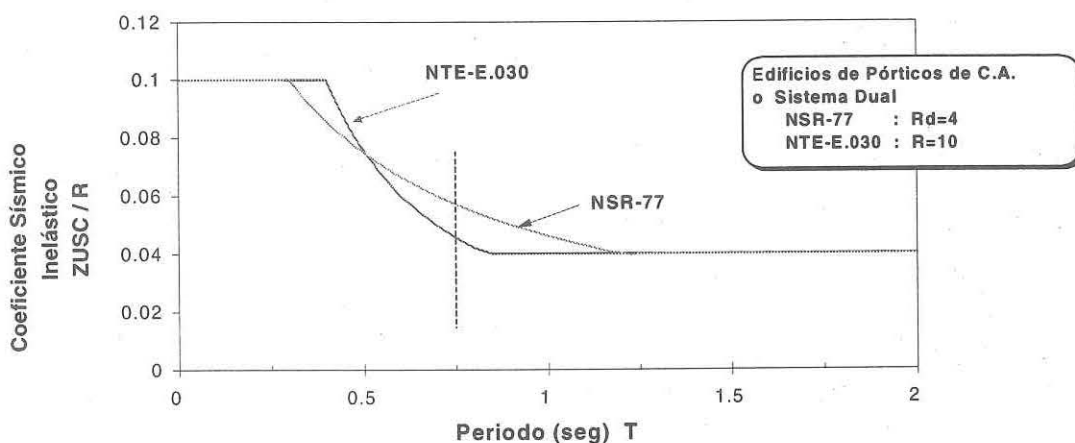


Figura 3.3 Coeficiente sísmico de diseño para edificios de pórticos de concreto armado o sistema dual en la zona de mayor sismicidad, suelo rígido y $U=1$.

4. Control de desplazamientos laterales

En los últimos años se ha reconocido con mayor claridad la directa relación entre el daño estructural y los niveles de desplazamiento lateral al que son llevadas las estructuras durante un sismo. Esto ha hecho evidente la necesidad de contar con límites seguros para los desplazamientos laterales y, con procedimientos adecuados para estimar estos desplazamientos.

Límites para el Desplazamiento Lateral y control del giro en planta

La NTE-E.030 establece límites para el desplazamiento lateral según el tipo de estructura; por ejemplo para edificios de concreto armado el límite es 0.7 % de la altura de entrepiso y para edificios de albañilería 0.5 %.

Además, con el fin de limitar los giros en planta, la norma establece que en cada una de las direcciones de análisis, el cociente entre el desplazamiento relativo de dos puntos sobre la misma vertical en dos pisos consecutivos y el desplazamiento relativo de los centros de masas correspondientes, no debe ser mayor que 1.75. Un valor de 1.3 para este cociente, califica al edificio como irregular.

Desplazamientos Esperados

Uno de los cambios más importante de la NTE-E.030 respecto a la NSR-77, corresponde al cálculo de los desplazamientos laterales. La NTE-E.030, de manera similar a lo que establecía la NSR-77, indica que para estimar los desplazamientos laterales esperados, se deben multiplicar por R los desplazamientos del análisis elástico con fuerzas reducidas. De esta manera, la NTE-E.030 acepta implícitamente que los desplazamientos laterales no dependen de la resistencia de una edificación sino sólo de su rigidez lateral y distribución de masas. Como los factores de reducción de la NTE-E.030 son 2.5 veces mayores a los de la norma anterior, y como las fuerzas reducidas empleadas en el análisis son similares en ambas normas, los desplazamientos que se obtienen con la NTE-E.030 resultan mayores.

La figura 4.1 muestra los espectros de desplazamiento de las normas NTE-E.030 y NSR-77.

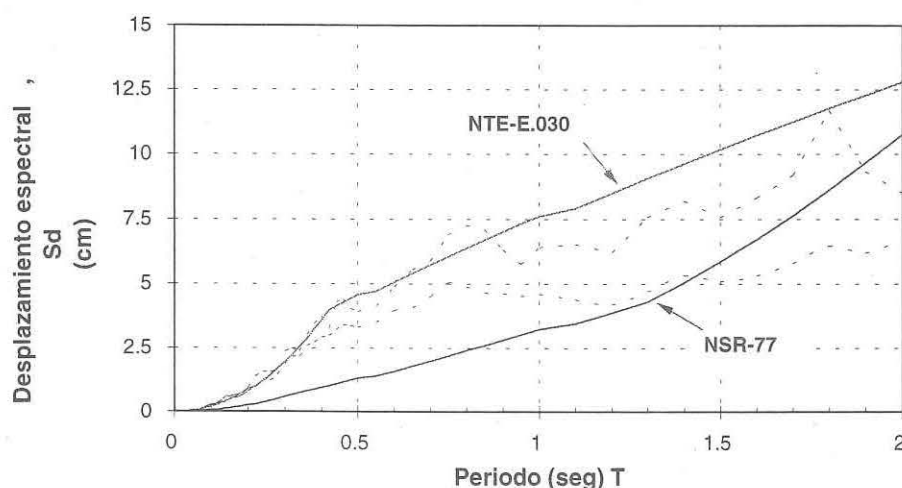


Figura 4.1 Espectro de desplazamientos según la NTE-E.030, y según la NSR-77; en línea discontinua se muestran los espectros promedio y máximo de 6 registros peruanos con 5% de amortiguamiento

Ambos espectros se obtuvieron en base al espectro de aceleraciones ($S_d = S_a / \omega^2$), el espectro de la NSR-77 se afectó por $\frac{3}{4}$ según se indicaba en esta norma. En línea discontinua se

muestran los espectros de desplazamiento promedio y máximo correspondientes a 6 registros peruanos representativos [11,12]. Como puede observarse, los desplazamientos según la NTE-E.030 coinciden bastante bien con los valores del espectro de máximos y son ligeramente superiores a los del espectro promedio; en cambio la curva correspondiente a la NSR-77 presenta marcadas diferencias, especialmente en la zona de periodos cortos.

*Estos valores espectrales pueden interpretarse en términos sencillos como los desplazamientos esperados para estructuras de un grado de libertad. Para edificios de varios pisos, el desplazamiento esperado en el nivel más alto puede estimarse en 1.3 veces el desplazamiento espectral [9]. Así por ejemplo, para un edificio de 1.1 seg. de periodo, el desplazamiento espectral según la NTE-E.030 es aproximadamente $S_d=8$ cm (Fig. 4.1), entonces un valor estimado del desplazamiento en el último nivel será: $1.3 * 8 \cong 10.4$ cm. Como se ve en el acápite de ejemplos, este valor concuerda aceptablemente con los resultados del análisis dinámico del primer edificio ejemplo.*

La figura 4.2 muestra el cociente entre los espectros de desplazamientos de ambas normas. Puede notarse que las mayores diferencias corresponden a la zona de periodos cortos y que esta diferencia se acorta para estructuras de periodo largo.

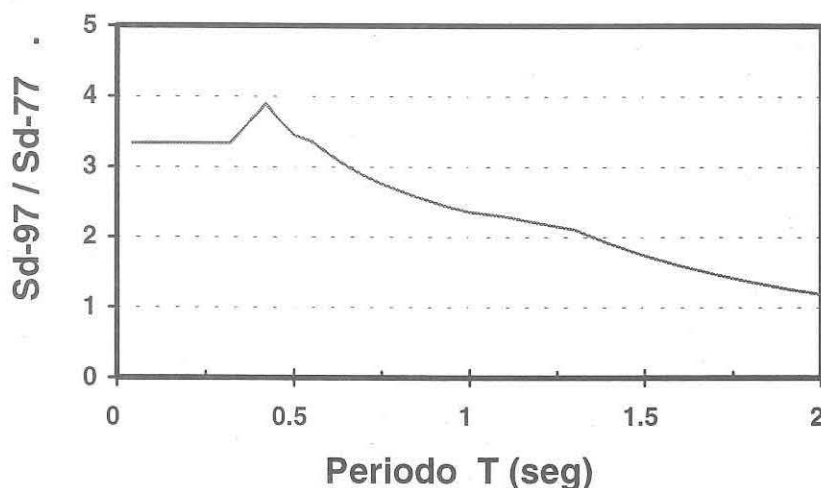


Figura 4.2 Comparación entre los desplazamientos esperados según la NTE-E.030 y la NSR-77.

5. Análisis de Edificios

La NTE-E.030 establece un procedimiento dinámico para el análisis de cualquier edificio y un método estático para edificios regulares y de no más de 45 m de altura.

En ambos métodos la fuerza cortante en la base tiene un valor mínimo, V_{\min} , con el fin de garantizar una resistencia horizontal mínima en las edificaciones.

Sin embargo, para el cálculo de los desplazamientos laterales no hay porque tener en cuenta el valor mínimo de la fuerza cortante basal, ya que éste corresponde a criterios de resistencia y, como puede observarse, los espectros de aceleraciones y el coeficiente sísmico elástico para la zona de periodos medios y largos son decrecientes con el periodo de la estructura (figuras 2.2 y 2.3). Por tanto, tal como lo indica la NTE-E.030 para el cálculo de desplazamientos laterales, no deben considerarse los mínimos establecidos para la fuerza cortante en la base.

Una manera sencilla de desarrollar el análisis sísmico de una edificación, consiste en efectuar el análisis usando el coeficiente sísmico o el espectro, según el método empleado, sin considerar

valores mínimos; en tal caso se obtendrá una fuerza cortante basal, V_{des} , que podría ser inferior al valor mínimo V_{min} . Al multiplicar los desplazamientos de este análisis por el factor de reducción, R , se obtendrán los desplazamientos que se deben emplear para verificar los valores tolerables del desplazamiento de entrepiso y el giro en planta.

Si en la fase de diseño fuese necesario ajustar la fuerza cortante obtenida V_{des} , no será necesario rehacer el análisis, bastará con escalar los resultados de las fuerzas internas por el cociente (V_{min}/V_{des}). Para lograr este escalamiento, resulta cómodo aprovechar los coeficientes de mayoramiento en las combinaciones de diseño en rotura que correspondan a sismo. Así por ejemplo, para estructuras de concreto armado según la Norma E.060 en lugar de los factores (± 1.25) y (± 0.9) asociados a las solicitaciones sísmicas, se deberán emplear los factores ($\pm 1.25 * V_{min}/V_{des}$) y ($\pm 0.9 * V_{min}/V_{des}$).

El método estático

El parámetro de mayor incidencia en los resultados del análisis, es el periodo fundamental de vibración. Tanto el coeficiente sísmico, como la fuerza concentrada en la parte superior de la estructura (F_a) dependen de este parámetro según la NTE-E.030.

Para estimar el periodo fundamental en cada dirección, la NTE-E.030 permite usar expresiones aproximadas o los resultados de un análisis dinámico. La norma agrega que cuando en el modelo se omiten los elementos no estructurales, debe usarse como periodo fundamental el 0.85 del valor obtenido por procedimientos dinámicos.

Como quiera que las expresiones aproximadas presentan gran dispersión [13,14,15], es necesario estimar el periodo fundamental en cada dirección, usando procedimientos dinámicos como la expresión de Rayleigh sugerida en la NTE-E.030.

Cuando el periodo obtenido con las expresiones aproximadas, T_{aprox} , resulta muy corto con relación a los resultados de un análisis dinámico, T_{din} ($T_{aprox} < T_{din}$), se obtiene un sistema de fuerzas mayor al que corresponde a la rigidez propia de la edificación y por consiguiente un juego de desplazamientos injustificadamente elevado. En general, resulta aconsejable usar el valor de T_{din} , más aún para edificios de 4 o más pisos.

Para el cálculo del periodo fundamental mediante la expresión de Rayleigh, pueden emplearse los resultados del análisis estático desarrollado con el periodo T_{aprox} . Si ambos valores del periodo son menores que 0.7 seg. ($T_{aprox} < T_{din} < 0.7$ seg.), no hay necesidad de aplicar una fuerza concentrada adicional en el último nivel ($F_a=0$) y por tanto, todos los resultados se pueden escalar directamente usando el cociente de los factores de amplificación dinámicos correspondientes a ambos valores de periodo (C_{din}/C_{aprox}). En cambio si el valor de F_a cambia con el nuevo T_{din} , deberá rehacerse íntegramente el análisis.

El método dinámico

El método dinámico indicado por la NTE-E.030 es el de superposición espectral. El espectro de aceleraciones queda definido en función de la zona, el suelo y la categoría y sistema estructural de la edificación. La NTE-E.030 establece dos criterios de superposición, el primero en función de la suma de valores absolutos y la media cuadrática [16] y el segundo como combinación cuadrática completa de valores (CCC).

En general resulta siempre más sencillo emplear el procedimiento dinámico. Bastará con usar el espectro de aceleraciones apropiado y elegir entre los dos criterios de superposición.

Generalmente los programas de computación más difundidos [17,18] tienen como alternativa de superposición la CCC, en tal caso se sugiere emplearla con 5 % de amortiguamiento.

Como ya se indicó, con el fin de obtener los desplazamientos laterales y giros en planta, el espectro de aceleraciones no debe considerar el valor mínimos de 0.1 para C/R. Si luego fuera necesario escalar los resultados en función de la fuerza cortante basal mínima, sólo será necesario escalar los valores de fuerzas internas como se ha sugerido al inicio de este acápite.

6. Ejemplos

Se presentan los resultados del análisis de tres edificios. En todos los casos se supuso edificaciones comunes ($U=1$), ubicadas en la zona de mayor sismicidad ($Z=0.4$) y sobre suelo rígido ($S=1, T_p=0.4$).

El primer caso corresponde a un edificio de 14 pisos estructurado en base a muros y pórticos de concreto armado (Fig. 6.1). Los periodos fundamentales, obtenidos de un análisis modal fueron $T_x=1.12$ seg y $T_y=0.80$ seg. Las tablas 6.1 y 6.2 muestran los resultados del análisis

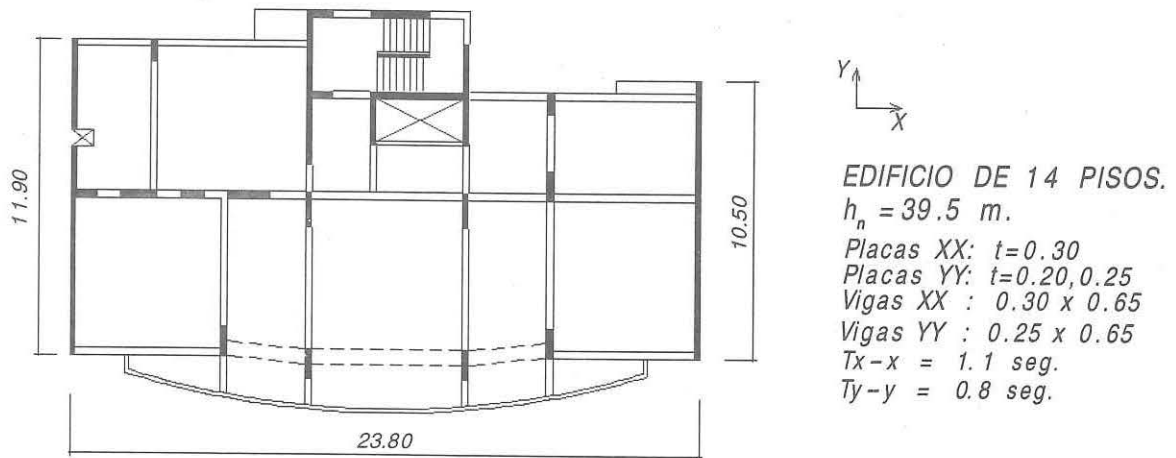


Figura 6.1 Edificio de 14 pisos estructurado con muros y pórticos de concreto armado.

Análisis Estático	Dirección X-X	Dirección Y-Y
T aproximado (seg)	$T_x=h_n/45 = 0.88$	$T_y=h_n/60 = 0.66$
T dinámico (seg)	1.12	$T_y=0.80$
Factor de Reducción R	7.5	7.5
Fuerza Cortante en la Base, V (ton) (Se empleó $T_x=0.85$ $T_{din} = 0.95$ seg. , $T_y=T_{din} = 0.80$ seg.)	202	251
Desplazamiento del centro de gravedad (C.G.) en la azotea (cm)	18.3	14.9
Máximo desplaz. de entrepiso medido en los C.G. Δ (cm)	1.52	1.29
Máxima Distorsión angular de entrepiso en los C.G. Δ/he	0.55%	0.47%
Máximo desplaz. de entrepiso en los extremos de la planta Δ_{ext} (cm)	2.07	1.96
Medida del máximo giro de entrepiso: Valor máximo de (Δ_{ext} / Δ)	1.50	1.53

Tabla 6.1. Resultados del análisis estático para el edificio de 14 pisos

Análisis Dinámico	Dirección X-X	Dirección Y-Y
Factor de Reducción R	7.5	7.5
Fuerza Cortante en la Base, V (ton)	213	244
Desplazamiento del centro de gravedad (C.G.) en la azotea (cm)	10.8	9.8
Máximo desplaz. de entrepiso medido en los C.G. Δ (cm)	0.92	0.82
Máxima Distorsión angular de entrepiso en los C.G. Δ/he	0.33%	0.29%
Máximo desplaz. de entrepiso en los extremos de la planta Δ_{ext} (cm)	1.06	0.97
Medida del máximo giro de entrepiso: Valor máximo de (Δ_{ext} / Δ)	1.43	1.21

Tabla 6.2. Resultados del análisis dinámico para el edificio de 14 pisos

Como se muestra en la tabla 6.1, los valores del periodo fundamental estimados con las expresiones aproximadas, difieren significativamente de los valores obtenidos con un análisis modal. La diferencia entre estos valores lleva a incrementos de hasta el 25 % en la fuerza cortante en la base. Los resultados del análisis estático presentados se obtuvieron considerando como periodos fundamentales $T_x=0.85$ Tdin = 0.95 seg, $T_y=T_{din}=0.80$ seg.

Los resultados del análisis dinámico, Tabla 6.2, se obtuvieron por combinación cuadrática completa. La fuerza cortante en la base resultó similar a la obtenida en el método estático por lo que no fue necesario escalar los resultados; en particular la fuerza cortante en la dirección X-X obtenida de este análisis, resultó ligeramente mayor a la del método estático.

A pesar que las fuerzas cortantes en ambos métodos son similares, los desplazamientos del análisis estático llegan a ser hasta 1.7 veces los correspondientes al análisis dinámico. Pese a esta diferencia, tanto la distorsión angular de entrepiso como el cociente que define el giro en planta, se encuentran por debajo de los valores máximos permitidos (0.7% y 1.75 respectivamente).

Según ambos métodos, los valores del cociente que mide el giro en planta indican irregularidad torsional (valores mayores a 1.3). Por tanto el análisis por el método estático no es aplicable y el factor de reducción de fuerza sísmica deberá ser sólo los 3/4 del valor correspondiente a una estructura regular. Así, los resultados de fuerzas internas deben amplificarse por 4/3 para efectos finales de diseño. Como ya se indicó, la manera más sencilla de incluir esta amplificación es al momento de hacer las combinaciones de carga para diseño en rotura.

El segundo edificio, mostrado la figura 6.2, es uno de 2 niveles, con muros de albañilería en la dirección corta (Y-Y) y pórticos con columnas y vigas de peralte inadecuado en la otra dirección (X-X). Los periodos fundamentales son $T_x= 0.53$ seg. y $T_y=0.11$ seg. Los resultados presentados en la tabla 6.3 corresponden al análisis dinámico.

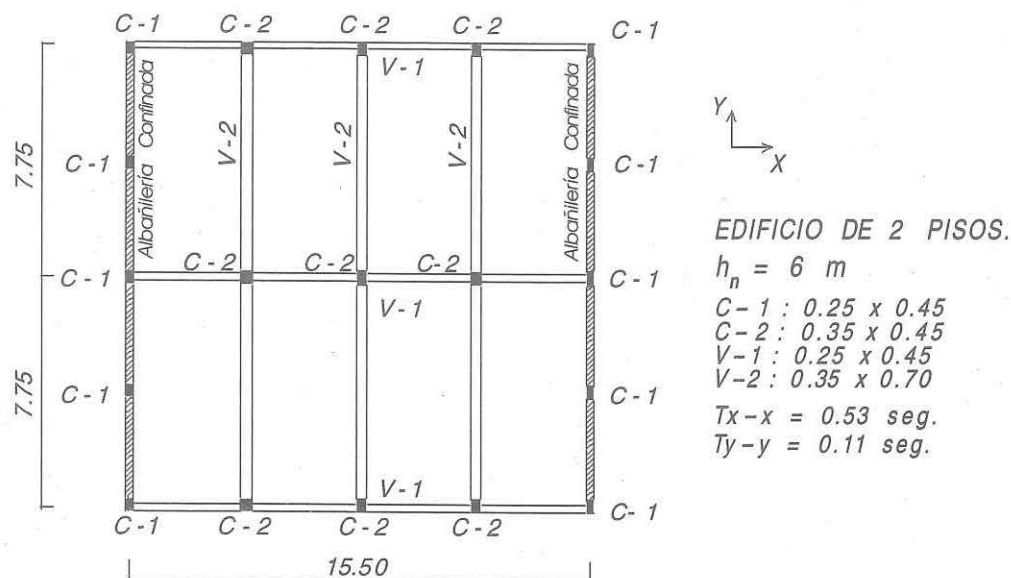


Figura 6.2 Edificio de 2 pisos con muros de albañilería en Y-Y y pórticos de C.A. en X-X

Análisis Dinámico	Dirección X-X	Dirección Y-Y
Desplazamiento del Ultimo Nivel (cm)	5.94	0.3
Desplazamiento de Entrepiso (Δ) (cm)	3.5	0.2
Distorsión de entrepiso Δ/h_e	1.1%	0.06%

Tabla 6.3. Desplazamientos laterales en edificio de dos pisos

En la dirección de los muros de albañilería, la distorsión de entrepiso alcanza el valor de 0.06%, muy por debajo del 0.5 % permitido para la albañilería. En cambio, para la dirección X-X la distorsión llega a 1.1 %, superando el máximo permitido (0.7 %). Los resultados indican que la estructura debe rigidizarse en la dirección de los pórticos. Si se sustituyen las columnas de los ejes exteriores por columnas en "T" con 0.8 m de dimensión en la dirección X-X, la distorsión se reduce a 0.3%. Cabe indicar que con la NSR-77 se obtenía para la estructura de la figura 6.2 una distorsión de entrepiso en X-X de 0.3 %, valor muy por debajo del 1 % permitido por este código.

El tercer caso corresponde a un edificio de 18 pisos estructurado en base a placas de concreto armado. Como se observa en la figura 6.3, el edificio tiene pocos muros de corte en la dirección Y-Y, mientras que en la dirección X-X están las placas de los límites de propiedad más el tramo largo de la placa central. Los periodos fundamentales son $T_x=0.65$ seg y $T_y= 2.20$ seg, lo que evidencia poca rigidez en Y-Y.

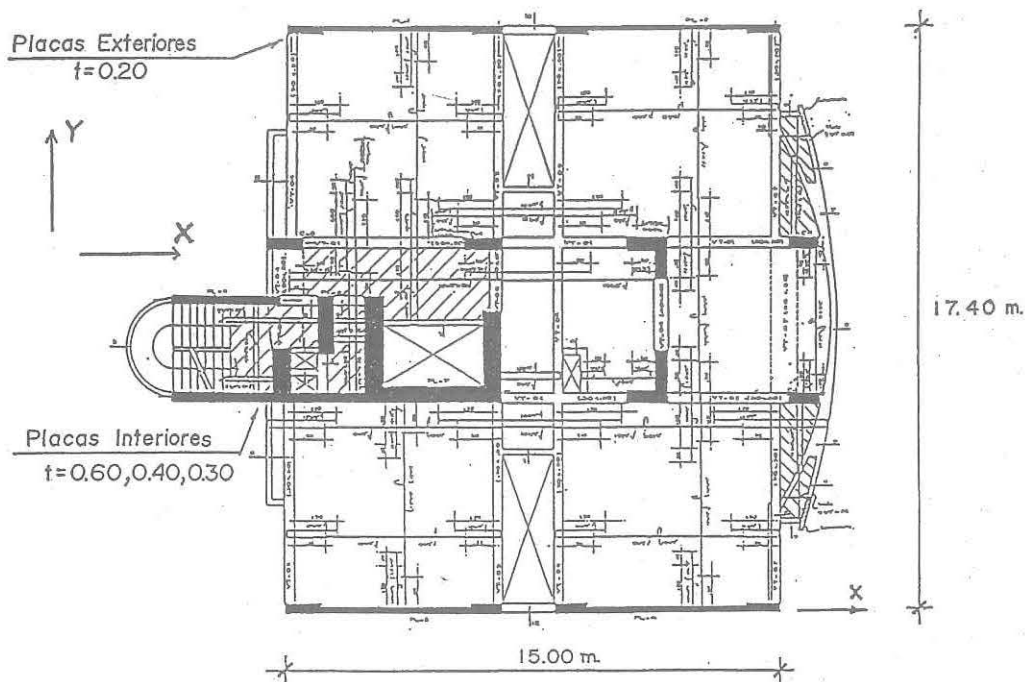


Figura 6.3 Edificio de 18 pisos estructurado en base a muros de corte de C. A.

Análisis Dinámico	Dirección X-X	Dirección Y-Y
Desplazamiento del Ultimo Nivel (cm)	5.7	29.0
Desplazamiento de Entrepiso (Δ) (cm)	0.4	2.4
Distorsión de entrepiso Δ/h_e	0.15%	0.8%

Tabla 6.4. Desplazamientos laterales en edificio de 18 pisos

Como se observa en la tabla 6.4, en la dirección X-X los desplazamientos son muy reducidos. En cambio, en la dirección flexible, Y-Y, los valores muestran una distorsión máxima de entrepiso de 0.8 %. Este valor que resulta ligeramente superior al tolerado por la NTE.E.030, indica que en este tipo de estructuras se deberán hacer pequeñas modificaciones para incrementar su rigidez. Según la NSR-77 el desplazamiento en la azotea de este edificio fue de 27 cm. y la máxima distorsión de entrepiso alcanzó el 0.7 %. Como ya se comentó, esta cercanía entre los resultados de ambas normas se presenta para estructuras de periodo largo.

7. Diseño de Edificios

Los coeficientes de reducción de la NTE-E.030, R, conducen a que la fuerza cortante basal de diseño, V, sea considerablemente inferior a la de régimen elástico. Como los procedimientos de diseño a la rotura llevan a una resistencia final superior a V, la reducción efectiva es en realidad menor. El problema se plantea entonces para las normas de Concreto y de Albañilería [19,20] las cuales para los niveles nominales de reducción de la NTE-E.030, R, deben garantizar dos cosas: un comportamiento elástico para el sismo de servicio, (intensidad \leq VI MM) y un comportamiento sin colapso frente al sismo severo (intensidad IX).

Para las edificaciones de concreto armado, ($R=10$ ó 7.5), este primer objetivo se podría cumplir si las estructuras tuvieran una resistencia lateral final del orden de 1.7 veces las solicitaciones sísmicas de diseño. En tal caso, los coeficientes efectivos de reducción estarían entre 4 y 6, en promedio 5, con lo cual un sismo con aceleración pico igual a $1/5$ de la aceleración máxima esperada, sería el límite bajo el cual las estructuras podrían mantenerse en régimen elástico. Así, para sobrerresistencias del orden de 1.7 se podría garantizar, en promedio, un comportamiento sin daños hasta sismos de aproximadamente $1/5 \times 0.4 g = 0.08 g$, valor al que aproximadamente corresponde una Intensidad de VI MM.

Es probable que los actuales valores de los coeficientes de mayoramiento y reducción de capacidad nominal de la Norma E.060, conduzca a sobrerresistencias que permitan el comportamiento elástico de las estructuras de concreto para el sismo de servicio. Sin embargo una futura revisión de la Norma E.060 deberá garantizar además, que para los niveles de reducción efectivos, las demandas de ductilidad y energía del sismo severo, no pongan en riesgo de colapso a la edificación.

Agradecimiento

Las gracias a los ingenieros Gianfranco Ottazzi y Angel San Bartolomé, profesores del Dpto. de Ingeniería de la PUCP, por su permanente colaboración durante la etapa de elaboración de la NTE-E030. También las gracias a los Ings. Julio Rivera, Carlos Casabonne, Antonio Blanco, entre otros, por sus comentarios e interés en la etapa de discusión pública. Finalmente las gracias a los Ings. Daniel Quiun y Daniel Torrealva, profesores del Dpto. Ingeniería de la PUCP, por sus comentarios al presente artículo.

Referencias

1. Reglamento Nacional de Construcciones, NTE E.030 Diseño Sismorresistente, 1997
2. Reglamento Nacional de Construcciones, Normas de Diseño Sismo-Resistente, 1977
3. Uniform Building Code, California, EE.UU., 1995
4. Norma Chilena de Diseño Sísmico de Edificios NCh433,1996
5. International Handbook of Earthquake Engineering, Codes, Programs, and examples. *Mario Paz*, 1994
6. Riesgo Sísmico. *Casaverde y Vargas*, Pontificia Universidad Católica del Perú, 1980
7. Peligro Sísmico en el Perú. *Castillo y Alva*, Universidad Nacional de Ingeniería, 1994
8. Estudios de Riesgo Sísmico, *Prisma Ingenieros*, 1993, 1996,1997
9. Ingeniería Antisísmica. Apuntes de clase, *Alejandro Muñoz, Daniel Torrealva*, PUCP
10. Propuestas para una nueva norma de diseño sismo resistente. *A. Muñoz*, PUCP, 1997
11. Destructividad de Terremotos Peruanos, *A. Muñoz y M. Ledesma*, PUCP, 1996

12. Bases para las Nuevas Normas Peruanas de Diseño Sísmico de Estructuras, *Juan Bariola*, 1992
13. Determinación experimental de los periodos de vibración de edificios de C. A. en la ciudad de Lima, *Chávez, Ottazzi*. PUCP, 1995.
14. Fórmulas para evaluar los periodos de vibración de edificaciones. Propuesta de cambio para la norma de diseño sismo resistente. *Antonio Blanco*, PUCP, 1990
15. Bases para la revisión de las Normas Peruanas de Diseño Sismo Resistente. *Ottazzi, Repetto, Vargas, Zegarra*, PUCP, 1980
16. Propuesta de Combinación modal para el análisis dinámico de Edificios. *J. Piqué y A. Echarry*, UNI, 1988
17. The SAP Series of Programs. Computers & Structures, 1995
18. The ETABS Series of Programas, Computers & Structures, 1995
19. Reglamento Nacional de Construcciones, NTE E.060 Concreto Armado, 1989
20. Reglamento Nacional de Construcciones, NTE E.070 Albañilería, 1982