Venecia, programa de ordenador para la comprobación sísmica de estructuras de muros de mampostería

JOSÉ RAMÓN ARANGO GONZÁLEZ (*); GUILLERMO RUS CARLBORG (**)

RESUMEN En este trabajo se presenta un programa de ordenador diseñado para la comprobación de las estructuras de muros de mampostería sometidas a las acciones sísmicas definidas en la norma española NCSE-94. Se aplica el programa al edificio de la Sala Capitular del Monasterio de la Cartuja en Granada obteniendo los coeficientes de seguridad ante diversos terremotos de diseño con distinta probabilidad de ser superados.

VENICE, COMPUTER PROGRAM TO VERIFY THE MASONRY WALL STRUCTURES

ABSTRACT *In this work we present a computer program designed to verify the masonry wall structures submitted to the seismic actions of the Spanish norm NCSE-94. The computer program was applied to the building of the Capitulary Hall of the Monasterio de la Cartuja in Granada obtaning safety coefficients for various design earthquakes with different probability occurrence.*

Palabras clave: Terremoto; Mampostería; Programa de ordenador; Comportamiento mecánico.

1. INTRODUCCIÓN

El estudio del comportamiento estructural de las construcciones históricas ante la acción de un terremoto debería de interesar vivamente en aquellos países con una riqueza arquitectónica y monumental importante como España. La norma NSCE-94 propone como método de análisis estructural el modal-espectral, así como un procedimiento de cálculo simplificado basado en un sistema de fuerzas estáticas equivalentes y en la compatibilidad de deformaciones en planta de todos los elementos estructurales si los centros de masa y de torsión de la planta no coinciden.

El programa VENECIA, basándose en la norma española NCSE-94, y las conclusiones teóricas de Turnsek y Sheppard (1980) permite determinar la resistencia a cortante de cada uno de los muros de una estructura de muros, así como la fuerza sísmica provocada por el terremoto de diseño. Si la resistencia a cortante del muro es superior a la fuerza sísmica que le transmite el terremoto el muro resiste el terremoto. La comprobación anterior se hace para todos los muros del edificio según las dos direcciones perpendiculares principales del edificio x e y.

2. RESISTENCIA SÍSMICA DE UN EDIFICIO DE MUROS

Se define "resistencia sísmica de un edificio" a la máxima fuerza horizontal que la mampostería es capaz de resistir antes del colapso. Depende de la resistencia y deformación de los muros relevantes del piso crítico del edificio.

Es uso habitual el despreciar la resistencia de los muros frente a las acciones fuera del plano; en este trabajo consideramos exclusivamente la resistencia a cortante de los muros en su plano. Los coeficientes de seguridad que se obtengan quedan, por tanto, del lado de la seguridad.

La "resistencia a cortante" de un muro se caracteriza por la aparición de grietas en forma de X, y se define igual a la resistencia media última que actúa sobre la sección horizontal del muro cuando el colapso está acompañado de grietas en X. La resistencia a cortante debe de ser determinada en laboratorio cargando el especimen con una combinación de una carga vertical de valor constante y diversas cargas horizontales de valor variable. También se pueden utilizar los datos contenidos la normativa oficial como es el EC6, las normas italianas, etc.

La resistencia a cortante en el plano del muro es igual a la fuerza horizontal V_u deducida por Turnsek y Shepard (1980):

$$V_u = A\tau_k\sqrt{1+\frac{\sigma_0}{1.5\,\tau_k}}$$

Siendo:

V_u = resistencia a cortante del muro.

A = área de la sección normal del muro.

τ_k = resistencia a cortante del material de valor constante para todo el muro.

σ_0 = tensión normal en el centro del muro debida a las cargas verticales.

(*) Dr. Ingeniero de Caminos. Departamento de Mecánica de Estructuras. Universidad de Granada.

(**) Ingeniero de Caminos. Departamento de Mecánica de Estructuras. Universidad de Granada.

3. FUERZAS ESTÁTICAS EQUIVALENTES

Las características de deformación condicionan la estabilidad del muro. Si E es el módulo de deformación del muro (obtenido en ensayos de compresión uniaxial) y G es módulo inicial de cortante Turnsek y Sheppard (1980) dedujeron de los ensayos fuerza horizontal-deformación la rigidez inicial del muro siguiente:

$$K_0 = \frac{GA}{1.2h\left(1+\frac{1}{1.2\frac{E}{G}}\left(\frac{h}{d}\right)^2\right)}$$

Siendo:

h = altura del muro

l = longitud del muro

Conocidos la geometría y la resistencia a cortante de cada muro i, así como los pesos de todos los elementos constructivos se puede determinar la "resistencia sísmica" del edificio en una dirección determinada x. La fuerza sísmica horizontal F_{xi} que actúa en cada muro, i, de una planta determinada, k, provocada por un terremoto que actúa en dirección paralela al eje x, es proporcional al producto del desplazamiento horizontal de la cara superior del muro respecto de la cara inferior, δ_{xi}, por la rigidez del muro en la dirección x, K_{0xi}:

$$F_{xi} = K_{0xi}\delta_{xi}$$

Admitiendo que todos los muros de una planta solicitada por una fuerza, F_x, se desplazan la misma cantidad, δ_{xi}, resulta el valor de F_{xi} directamente proporcional a la de las rigidez del muro i e inversamente proporcional a la suma de las rigideces de los muros de la planta considerada:

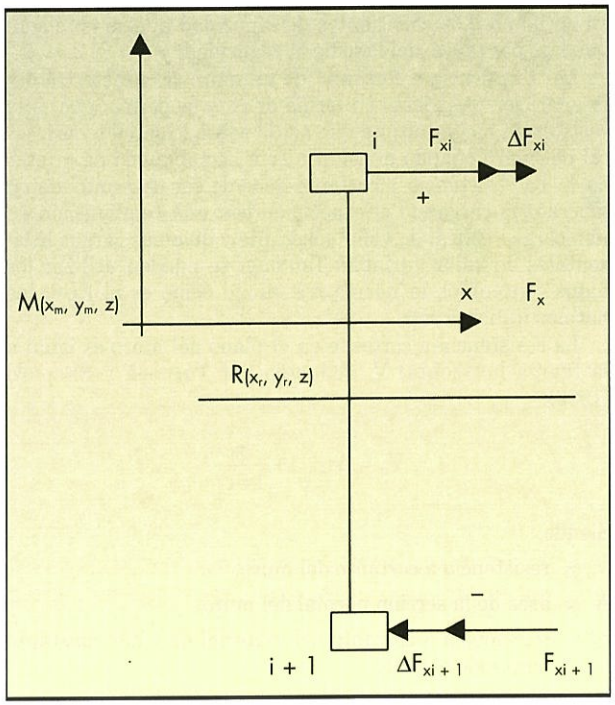

FIGURA 1.

$$F_{xi} = F_x \frac{K_{0xi}}{\sum_i K_{0xi}}$$

Si el centro de masa de la planta, k, M no coincide con el centro de cortantes, R, de la misma planta, la fuerza, F_{xi}, produce un momento torsor en el plano de la planta igual al producto de la fuerza por la distancia entre los centros de masa y de torsión de la planta en cuestión: F_{xi}·MP. Lo cual equivale a un incremento de la fuerza, ΔF_{xi}, en cada uno de los muros proporcional al momento torsor e inversamente proporcional al momento polar de inercia de los muros que intervienen, M_k.

La norma NCSE-94 exige se aumente la excentricidad de la fuerza (entendiendo por excentricidad la distancia MR) en una cantidad igual al veinteavo de la máxima anchura del edificio medida en dirección perpendicular a la fuerza. Teniendo en cuenta lo anterior, si el ancho máximo del edifico en la dirección perpendicular a F_{xi} es b_y, y la excentricidad es e_y el incremento de fuerza en el muro i en la dirección x es:

$$\Delta F_{xi} = \pm \frac{F_x K_{0xi}\left(|e_y| + \frac{b_y}{20}\right) y_i}{M_k}$$

En la expresión anterior y_i es la ordenada del centro de gravedad del muro i. El signo depende de la posición del muro en relación con los centros de masa y gravedad. Si trazamos una recta paralela al muro que pase por R, figura 1, si el muro se encuentra en el mismo lado que M respecto del la recta anterior deberemos de considerar el signo +, en caso contrario el signo será –. Las expresiones anteriores son válidas cuando el terremoto tiene la dirección y intercambiando x por y.

4. PELIGROSIDAD SÍSMICA

La peligrosidad sísmica viene determinada en la NCSE-94 por la "aceleración sísmica básica", a_b, que es el valor de la aceleración máxima de la superficie del suelo en el emplazamiento del edificio para el terremoto cuyo periodo de retorno es de 500 años.

La "aceleración de cálculo" se define por el valor:

$$a_c = \left(\frac{t_0}{50}\right)^{0.37} a_b$$

En la cual t_0 es el periodo de vida en años del edificio para el cual se hace el análisis. Por tanto, en el ámbito de la NCSE-94 y para el territorio español el "riesgo sísmico" viene condicionado por la anterior expresión traduciéndose para edificios importantes en los valores que se indican en la Tabla I.

Período de estudio t_0 (años)	a_c (% de g) Prob(a > = a_c, t_0)	
	5%	10%
50	0,31	0,24
100	0,40	0,31
200	0,52	0,40
500	0,73	0,52

TABLA 1.

5. MÉTODO SIMPLIFICADO DE CÁLCULO

La norma NCSE-94 propone un método de cálculo simplificado para ciertas construcciones asimilando su comportamiento al de un modelo mecánico unidimensional formado por un oscilador múltiple con un solo grado de libertad por planta. El cálculo se realiza a partir de un sistema de fuerzas estáticas horizontales que producen los mismos efectos en la estructura que las fuerzas de inercia desarrolladas por el terremoto. La fuerza estática equivalente, F_{jk}, correspondiente a la planta k y modo de vibración j es:

$$F_{jk} = \frac{a_c}{g}\alpha(T_j)P_k\frac{v}{\mu}\Phi_{jk}\frac{\sum_{k=1}^{n} m_k\Phi_{jk}}{\sum_{k=1}^{n} m_k\Phi_{jk^2}}$$

Siendo:

g = aceleración de la gravedad

P_k = peso de la planta k de masa m_k

$v = \left(\frac{0.05}{\xi}\right)^{0.4}$

ξ = amortiguamiento

Φ_{jk} = coeficiente de forma de la planta k y modo de vibración j

m = número de plantas del edificio

μ = coeficiente de comportamiento estructural por ductilidad

$\alpha(T_j)$ = ordenada espectral correspondiente al periodo del modo T_j considerado.

El espectro utilizado es un espectro elástico para movimientos horizontales correspondiente a un oscilador simple con un amortiguamiento de referencia del 0.05 respecto del crítico. Las ordenadas del espectro son función del tipo de terreno y lugar de emplazamiento del edificio.

El valor del periodo fundamental de vibración para los edificios de muros de mampostería de acuerdo con la norma es:

$$T_1 = 0.06H\frac{\sqrt{\left(\frac{H}{2L+H}\right)}}{\sqrt{H}}$$

Siendo:

H = altura del edificio en metros

L = Dimensión en planta del edificio en el sentido de la oscilación en metros

Los periodos del resto de los modos de vibración vienen dados por la expresión:

$$T_j = \frac{T_1}{2j-1}$$

Determinadas las fuerzas estáticas equivalentes F_{jk} que actúan en cada planta se puede deducir el coeficiente de seguridad de cada uno de los muros del edificio y de todo el edificio dividiendo la "resistencia sísmica" del muro o del edificio por la fuerza estática equivalente que le corresponda.

6. BREVE DESCRIPCIÓN DEL PROGRAMA VENECIA

VENECIA hace la comprobación resistente de una estructura compuesta por muros paralelepipédicos verticales bajo las acciones sísmicas de la norma NCSE-94. Sobre los muros se aplican el peso propio, la carga de los elementos estructurales de plantas superiores, el peso y sobrecargas de los forjados y las fuerzas estáticas equivalentes.

Se trata de un programa ejecutable en MS-DOS escrito en Basic. Una vez ejecutado desde el símbolo del sistema, se definen las características geométricas y mecánicas de la estructura así como las características sísmicas de la zona. Tras una entrada de datos secuencial, se realizan los cálculos y finalmente se genera el archivo de salida que contiene, entre otros datos, las fuerzas estáticas equivalentes y la resistencia cortante de cada uno de los muros y del edificio completo según las direcciones principales x e y. El contenido de este archivo se visualiza mediante un editor de textos.

7. APLICACIÓN

Se aplicó el programa al edificio, figura 2, de la Sala Capitular del Monasterio de la Cartuja, nº 6, en la figura 3 (L = 21.6 m y H = 11 m). La probabilidad de que la aceleración debida a un terremoto sea igual o superior al valor de la aceleración de cálculo utilizada en la simulación es del 10% para los periodos de tiempo de 50, 100, 200 y 500 años. Se repitió el cálculo anterior para una probabilidad de 5% e idénticos periodos de tiempo.

Las propiedades mecánicas de los materiales de construcción del edificio son las siguientes:

Muros: Muros de carga construidos con piedra de Alfacar de densidad 24.000 N/m^3.

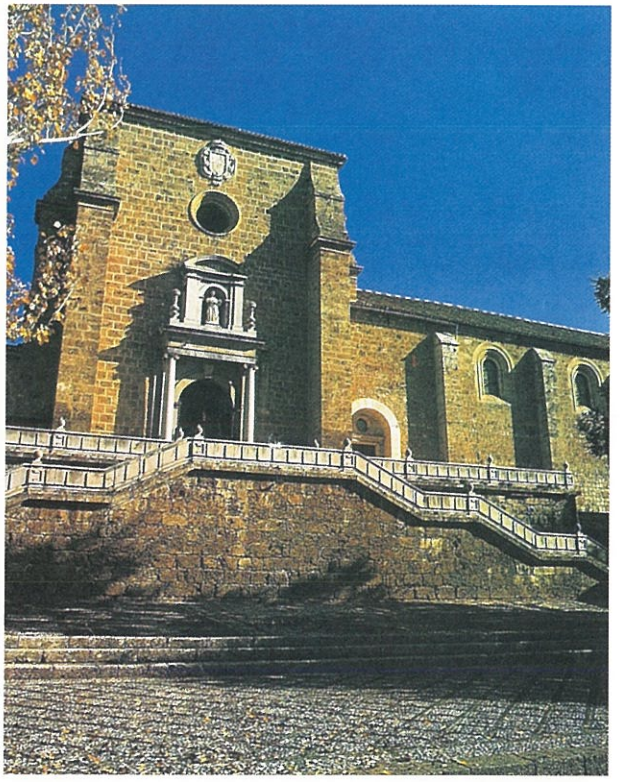

FIGURA 2.

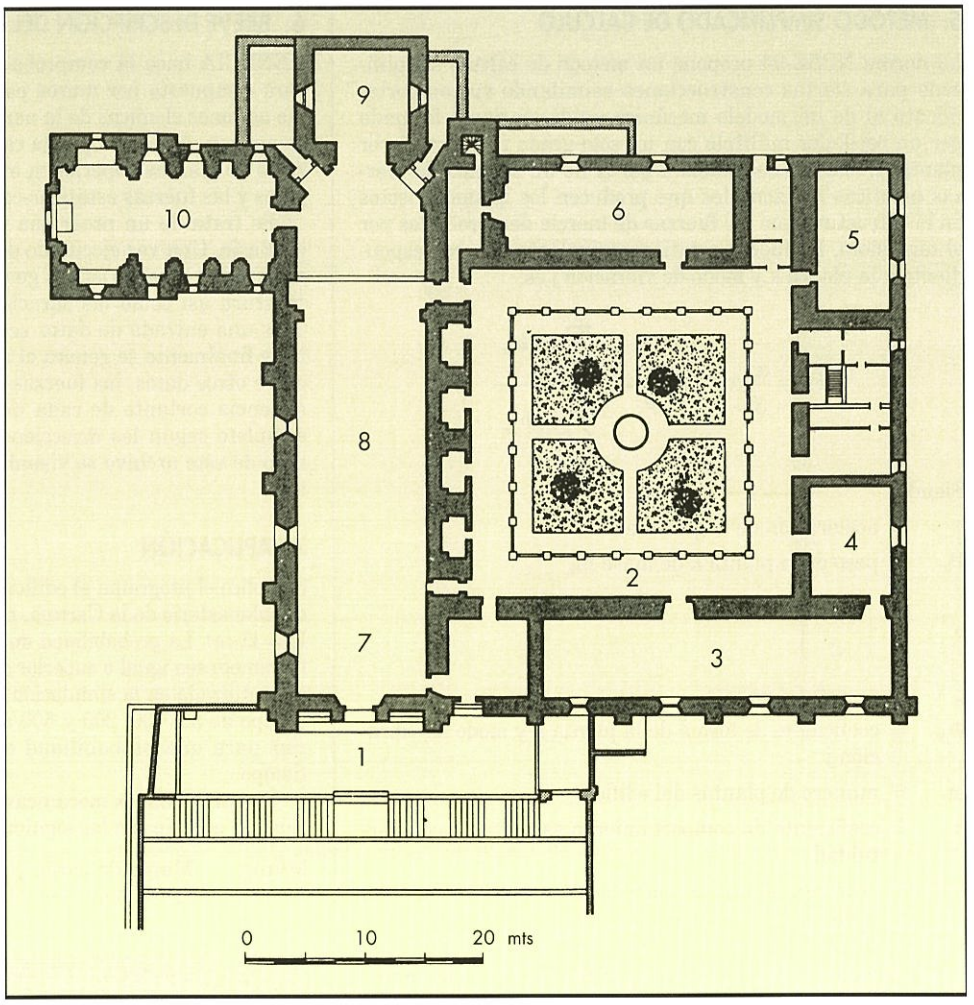

FIGURA 3.

Cubierta: Esta compuesta de bóveda de bloques, vigas de madera, tejas sobre entramado de madera, lo que supone una carga en conjunto de la cubierta de 4.400 N/m^2. Se considera que la cubierta transmite su peso como una sobrecarga uniforme por unidad de superficie.

Las características que influyen en el input sísmico son las siguientes:

- Terreno granular homogéneo de compacidad media al menos en los primeros 30 m.
- a_b = 0.24g
- ξ = 1%
- μ = 1
- 1.^{er} modo de vibración
- Espectro de respuesta para la ciudad de Granada
- T < 0.2 s $\quad \alpha(T) = 1+6T$
- 0.2 s < = T < = 0.58 s $\quad \alpha(T) = 2.2$
- T > = 0.58 s $\quad \alpha(T) = \dfrac{1.276}{T}$
- Resistencia a cortante del muro i, τ_{ki} = 0.8 N/mm^2
- G_i = 1.100 τ_{ki}
- E_i / G_i = 6

Los resultados una vez efectuados los cálculos se resumen en las Tablas I, II, III, IV y V.

En la Tabla II se indican los coeficientes de seguridad para la Sala Capitular obtenidos con un terremoto de dirección x con probabilidad de ser superado del 10% en cada periodo de 50, 100, 200 y 500 años. Se puede observar que el coeficiente de seguridad del edificio decrece a medida que aumenta el periodo de estudio: 1.44 para t_0 = 50 años, 1.12 para t_0 = 100 años y 0.86 para t_0 = 200 años. De lo anterior se deduce que el edificio resistiría un terremoto con probabilidad de ser superado del 10% durante un periodo de 100 años actuando en la dirección x. La aceleración de cálculo correspondiente, Tabla I, es 0.31g. Para el terremoto actuando en la dirección y, los coeficientes de seguridad en todos los casos, Tabla III, son inferiores a la unidad. Deducimos que el edificio no resiste ningún terremoto que tenga la dirección y cuya probabilidad de ser superado sea del 10%.

Las Tablas IV y V contienen idénticos datos para terremotos con probabilidad del 5% durante los mismos periodos de tiempo. Deducimos que el edificio resistiría exclusivamente un terremoto actuando en la dirección x cuya probabilidad de ser superdo en 50 años fuese del 5%.

T = periodo de oscilación de un sistema másico puntual con un grado de libertad

T_1 = periodo del primer modo de vibración

T_j = periodo del modo de vibración j

V_{ui} = resistencia a cortante

a_b = aceleración básica

a_c = aceleración de cálculo

b_x, b_y = máxima dimensión de la planta de la edificación en dirección perpendicular a x e y

m_k = masa de la planta k

n = número de plantas del edificio

x_i, y_i = coordenadas del centro de gravedad del muro i una planta determinada k

e = excentricidad MR en una planta determinada k

g = aceleración de la gravedad

h_i = altura del muro i

h_k = altura sobre la cimentación de la planta k

l_i = longitud del muro i

t_0 = periodo de estudio

$\alpha(T_j)$ = ordenada espectral correspondiente al periodo del modo T_j considerado

ξ = amortiguamiento

Φ_{jk} = coeficiente de forma de la planta k y modo de vibración j

σ_{0i} = tensión vertical en el centro del muro i de una planta determinada k

τ_{ki} = resistencia a cortante del material del muro i

μ_{ki} = coeficiente de comportamiento estructural por ductilidad

REFERENCIAS

1. BENEDETTI D. y BENZONI G. M. A numerical model for seismic analysis of masonnry building: experimental correlations. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. Vol. 12, 1984, pp. 817-831.
2. BENEDETTI D. and CASTOLDI A. Dynamic and static experimental analysis of stone masonry buildings, *Proc. 7th ECEE*, Athens, 1982.
3. BENEDETTI D.; BENZONI and PEZZOLI P. Seismic behavior of non-symetric masonry building. *European Earthquake Engineering. Bologna,* 1987, pp. 20-30.
4. BENEDETTI D.; BENZONI G. M. and PETRINI V. Experimental evaluation of seismic provision stone masonry buildings. *Proc. 8th World Conf. Earthquake Engineering, San Francisco*, 1984
5. BERNARDINI A.; MODENA C. TURNSEK and VESCOVI U. A comparison of the three laboratory test methods used to determine the shear resistence of masonry walls. *Proc. of the Seventh World Conference on Earthquake Engineering*. Vol. 7, Istambul, 1980.
6. BERNARDINI A.; MODENA C.; VESCOVI U. Ricerche sperimentali sulla resistenza e deformabilita, per sollecitazioni nel piano di pareti di muratura ordinaria. *VI IBMaC*. Roma. 1982.
7. CALVI G. M. A 3-DOF testing machine for in-plane behaviour of structures. *Materials and Structures*. Vol. 21, No. 125, 1988.
8. Ministero Dei LL.PP. Istruzioni per l'applicazione della normativa tecnica per la riparazione ed il rifforzamento degli edifici danneggiati dal sisma. Italia, 1980.
9. EC6 Unreinforced masonry structures. Common unified rules. Commision of the European Communities, 1989.
10. LOURENCO P. B. Analysis of masonry structures witn interface elements: Theory and applications. *Delf University of Technology. Report nº 03-21-22-0-01*. Delf. Holanda, 1994.
11. NCSE-94 *Norma de construcción sismorresistente. Parte general y edificación. Ministerio de Obras Publicas,* Transportes y Medio Ambiente. Dirección General del Instituto geográfico Nacional, 1994.
12. MANN W. y MULLER H. Failure of shear-stressed masonry-An enlarged theory, test and aplications to shear walls. *Proc. of the British Ceramic Society*
13. RILEM Draft recommendations TC-76 LUM Load bearing unit masonry, general recommendations for methods of testing load-bearing masonry. *Materials and Structures*. Vol. 21, No. 123, 1988.
14. TOMAZEVIC M. Dynamic modelling of masonry building: Storey mechanism model as simple alternative. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. Vol. 15, 731-749, 1987.
15. TOMAZEVIC M. Lateral load distribution in masonry buildings. *Proc. 6 IBMaC*, Roma, 1982.
16. TURNSEK and SHEPPARD. The shear and flexural resistance of masonry walls. *Proc. Int. Resistance Conf. On Earthquake Engineering. Skopje*, 1980, pp. 517-573.