

Carrera de ingeniería Civil, Departamento de Ciencias de la tierra y la construcción,
Escuela Politécnica del Ejército, Campus Sangolquí,
Av. General Rumiñahui S/N, Sangolquí, Ecuador.

Hugo Cadena Villavicencio

huguerocadena@hotmail.com

RESUMEN

Para el estudio de la Vulnerabilidad de edificaciones de mampostería, se realiza un estudio sobre las metodologías empleadas en diferentes partes del mundo para diagnosticar esta característica intrínseca de las estructuras, expresada en diferentes magnitudes como índice de vulnerabilidad, o como índice de densidad de áreas, los cuales se comparan con índices de edificaciones que han sufrido diferentes niveles de daño frente a diferentes eventos sísmicos de diferentes magnitudes que se han dado alrededor del mundo, y además con criterios de expertos que han estudiado estas metodologías y los diferentes parámetros que se encuentran considerados para dicho estudio.

El reforzamiento sísmico de estas estructuras de mampostería, se realiza mediante procedimientos de carácter analíticos como el Análisis Sísmico, Análisis Estático, en el caso de reforzamiento con elementos de Hormigón Armado, Análisis Estático Simplificado de acuerdo al NEC-11 para realizar el Diagnóstico comparativo y, el Método analizado por el Profesor Ángel San Bartolomé de la Pontificia Universidad Católica del Perú para el caso de reforzamiento de mampostería con fibra de carbono, con la finalidad de Brindar un ejemplo explicativo práctico de como realizar los respectivos cálculos y el reforzamiento propiamente dicho.

ABSTRACT

For the study of the vulnerability of masonry buildings, is conducting a study on the methodologies used in different parts of the world to diagnose this intrinsic feature of the structures, as expressed in different magnitudes vulnerability index, index or density areas, which are compared with indices of buildings that have suffered different levels of damage against different seismic events of different magnitudes that have occurred around the world, and also criteria of experts who have studied these different methodologies and parameters that are considered for this study.

The seismic retrofit of these masonry structures, is by nature analytical procedures as seismic analysis, static analysis, in the case of reinforcement in reinforced concrete elements, Simplified Static Analysis according to NEC-11 for diagnosis and comparative the method discussed by Professor Ángel San Bartolome de la Pontificia Universidad Católica del Peru in the case of masonry strengthening with carbon fiber, with the aim of providing a practical example of how to do explanatory respective calculations and strengthening itself.

I. INTRODUCCIÓN.

Existe en el país información de actividad sísmica muchas sin registrar datos desde hace 460 años según la Norma Ecuatoriana de la Construcción del 2011 NEC-11, y han existido eventos sísmicos que han causado gran daño en ciudades como Riobamba e Ibarra que han causado la muerte a más de 60.000 personas, (Yépez H. *et al* 1998). Los eventos sísmicos que se han registrado en las Ciudades principales del País como la capital de los ecuatorianos Quito (EPN *et al* 1994), el puerto principal Guayaquil (Argudo J. *et al*, 1999), en la ciudad Atenas

HUGO CADENA

del Ecuador Cuenca (García E. et al 2000), nos revelan datos de alta peligrosidad sísmica a lo largo del territorio nacional.

Por otra parte intervienen las condiciones socioeconómicas del país, así como los sistemas constructivos acostumbrados en esta región, pese a que se han modernizado a partir del descubrimiento del hormigón armado, existe un alto porcentaje de construcciones antiguas que son utilizadas especialmente en las ciudades con mas historia pero en general a lo largo y ancho del Ecuador, es por esa razón que tenemos una concentración alta de peligro de colapso en muchas estructuras lo cual en caso de un mega sismo como los que se han venido dando en países como Chile y Haití se registrarían fuertes perdidas tanto económicas como humanas, es entonces esta la descripción de la peligrosidad sísmica alta de nuestro país el Ecuador.

1.1. Metodología Italiana para evaluar Estructuras de mampostería.

1.3.1 Índice de Vulnerabilidad para edificaciones de mampostería no reforzada.

El método del Índice de Vulnerabilidad (Benedetti y Petrini, 1984), identifica los parámetros más importantes que controlan el daño en los edificios causados por un terremoto. El método califica diversos aspectos de los edificios tratando de distinguir las diferencias existentes en un mismo tipo de construcción o tipología.

Para el cálculo del Índice de Vulnerabilidad en edificaciones de mampostería se debe utilizar la fórmula siguiente:

$$I_{vm} = \sum_{i=1}^{11} K_i \cdot W_i \quad (1.1)$$

Donde: K_i : Son valores de calificación de la estructura de mampostería, W_i : Son valores que representan el peso de cada uno de los parámetros.

1.1.1.1. Organización del Sistema resistente.

Este parámetro evalúa los elementos verticales de la estructura, la existencia o no de elementos de conexión que asemejen el comportamiento de la estructura al de una estructura ortogonal, cerrada,

CARRERA DE INGENIERIA CIVIL

de tipo cajón. Dicho de otra forma, que tan bien ligados están los elementos de la estructura.

A: Edificación en mampostería reforzada o confinada en todas las plantas. Presenta vigas y columnas de confinamiento en todas las plantas.

B: Edificación en mampostería que no posee vigas de confinamiento en alguna de las plantas o no posee columnas de confinamiento en los pisos superiores; o a su vez, Presenta vigas de confinamiento sin columnas; o Columnas sin vigas de confinamiento.

C: No presenta los puntos del punto B, pero presenta buena ligazón entre sus paredes ortogonales resistentes.

D: Edificación en mampostería que no posee vigas y columnas de confinamiento en ninguna de las plantas.

1.1.1.2. Calidad del sistema resistente.

Este parámetro evalúa el tipo de mampostería utilizado, la calificación se efectúa tomando en cuenta dos factores: 1) Tipo de material utilizado y forma del elemento de mampostería. 2) Homogeneidad de dicho material y de los elementos a lo largo de los paneles de la estructura.

A: Todas las unidades que conforman la mampostería son de un mismo tipo y poseen dimensiones constantes y buena colocación. Buen ligamento.

B: Existen dos tipos de unidades de mampostería en la edificación; o menos del 50% de las unidades tienen dimensiones diferentes o que la colocación sea incorrecta. El ligamento presenta separación con las piezas de la mampostería.

C: Existen tres tipos de unidades de mampostería en la edificación; o más del 50% de las unidades tienen dimensiones diferentes o Incorrecta colocación. El ligamento presenta separación con las piezas de la mampostería.

D: Mampostería con unidades muy irregulares y sin trabazón, mampostería de ladrillo de baja calidad, incrustaciones de piedra de baja calidad no homogéneas o muy pequeñas, sin ligamento en todo el panel.

1.1.1.3. Resistencia convencional.

En este punto se compara la capacidad resistente al corte de la estructura con la demanda sísmica; la misma que deberá obtenerse siguiendo los lineamientos del NEC-11.

A: Estructura con un valor de $\alpha > 1.0$

HUGO CADENA

B: Estructuras con valores comprendidos entre $0.6 < \alpha < 1.0$

C: Estructuras con valores comprendidos entre $0.4 < \alpha < 0.6$

D: Estructura con un valor de $\alpha = 0.4$

1.1.1.4. Posición del edificio y cimentación.

Este parámetro cualitativo pretende evaluar a simple vista la influencia del terreno sobre la cimentación realizando un análisis de la consistencia y la pendiente del terreno, la diferencia de cotas de cimentación y la presencia de terraplenes.

A: Cimentado sobre terreno estable con pendiente inferior al 10% y con todo el plano de cimentación en la misma cota, no existiendo además terraplenes.

B: Edificio cimentado sobre roca con pendiente entre el 10% y el 30% ó sobre suelo blando con pendiente entre el 10% y el 20%, la diferencia máxima entre las cotas de la cimentación es 1m y existen terraplenes equilibrados.

C: Cimentado sobre suelo blando con pendiente entre el 20% y el 30% o sobre terreno rocoso con pendiente entre 30% y el 50%; la cota máxima entre las cotas de cimentación no superan 1m y existen terraplenes no equilibrados.

D: Cimentado sobre suelo blando con pendiente no menor al 30% o rocoso con pendiente no menor al 50%, las cotas de la cimentación superan un metro y existen terraplenes no equilibrados.

1.1.1.5. Diafragmas horizontales.

A partir de experiencias en terremotos pasados, se ha observado que es de gran importancia que el sistema de diafragma se encuentre bien conectado al sistema resistente vertical, para que pueda transmitir tanto las cargas verticales que soporta el edificio, como las horizontales debidas al sismo hacia la cimentación. Cuando dichas condiciones no se encuentran en estado aceptable, la vibración lateral de los paneles tienden a separarlos causando la caída de los mismos lo cual representa gran daño en la estructura ya que se pierde el modelo tipo cajón.

A: Con sistemas de diafragmas de cualquier naturaleza cumpliendo las tres condiciones siguientes:

- 1) Deformabilidad despreciable en el plano del diafragma.
- 2) Conexión eficiente entre sistema de diafragma y panel.
- 3) Ausencia de plano a desnivel.

CARRERA DE INGENIERIA CIVIL

B: Del tipo A pero no cumplen la condición 3.

C: Del tipo A pero no cumplen las condiciones 1 y 3.

D: No cumplen ninguna de las condiciones.

1.1.1.6. Configuración en planta.

Como es común, este parámetro evalúa la configuración en planta de la estructura según los parámetros $\beta_1 = a/L$ y $\beta_2 = b/L$ donde a representa la dimensión menor del edificio, L la dimensión mayor del edificio y b la dimensión de los elementos que sobresalgan las dimensiones principales de a y L .

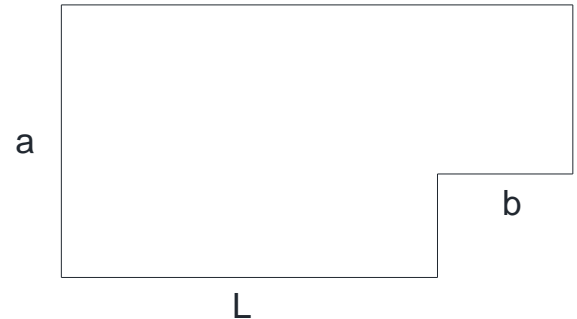


Figura 1.5 Configuración en planta.

A: Estructuras con $\beta_1 > 0.8$ ó $\beta_2 < 0.1$

B: Estructuras con $0.6 < \beta_1 < 0.8$ ó $0.1 < \beta_2 < 0.2$

C: Estructuras con $0.4 < \beta_1 < 0.6$ ó $0.2 < \beta_2 < 0.3$

D: Estructuras con $\beta_1 < 0.4$ ó $\beta_2 > 0.3$

1.1.1.7. Configuración en elevación.

La irregularidad en elevación en este tipo de estructuras suele estar relacionada con torretas, porches, soportones, o habitaciones sobre la su superficie del último piso.

Para realizar la evaluación se considera un parámetro que llamaremos variación de la masa que es la relación $\delta M/M$, donde M es la masa del piso inferior y δM es la variación de la masa. De forma similar se actúa con la superficie del porche.



Figura 1.6 Configuración en elevación.

A: Estructuras con $\delta M/M < 10\%$

B: Estructuras con superficie del porche menor al 10% ó $10\% < \delta M/M < 20\%$

C: Estructuras con superficie del porche menor al 20% ó $\delta M/M > 20\%$

HUGO CADENA

D: Estructuras con superficie del porche mayor al 20% ó $\delta M/M > 25\%$.

1.1.1.8. Separación máxima entre muros.

Este parámetro evalúa el espaciamiento excesivo entre muros ubicados transversalmente a los muros maestros. La calificación se define en función de la relación L/S donde S es el espesor del muro maestro y L es el espaciamiento máximo entre los muros transversales.

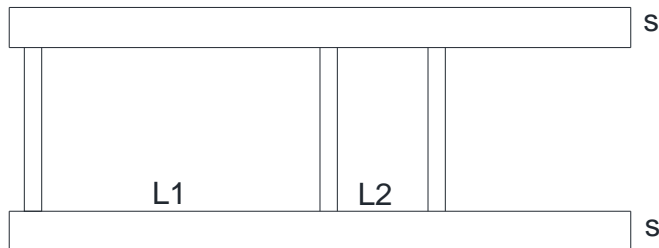


Figura 1.7 Separación máxima entre muros.

A: Estructura con $L/S < 15$.

B: Estructura con valores entre $15 < L/S < 18$.

C: Estructura con valores entre $18 < L/S < 25$.

D: Estructura con valores de $L/S > 25$.

1.1.1.9. Tipo de cubierta.

A: Presenta cubierta estable con viga cumbretera o de soporte. Edificio con cubierta plana.

B: Presencia de cubierta estable y bien conectada a los paneles de mampostería, sin viga de soporte. Edificio con cubierta parcialmente estable.

C: Presencia de cubierta inestable pero con viga de soporte

D: Presencia de cubierta inestable sin viga de soporte.

1.3.1.10. Elementos no estructurales.

Se intenta tener en cuenta el efecto de los elementos que no forman parte del esquema estructural resistente tales como cornisas, parapetos, balcones o cualquier elemento que sobresalga de la estructura y cuya caída pueda provocar víctimas.

A/B: Edificios sin cornisa, parapetos ni balcones. Edificio sin cornisas bien colocadas a los paneles, con chimeneas de pequeñas dimensiones y bajo peso. Edificios con balcones que son extensiones de los forjados estructurales.

C: Edificio con elementos externos a la estructura, de pequeña dimensión y mal conectados a la estructura principal.

D: Edificio con chimeneas o cualquier elemento externo a la estructura principal con peso considerable y mal conectados a la estructura, que pueden caer en caso de terremotos. Edificio con balcones sin conexión a los forjados o con

CARRERA DE INGENIERIA CIVIL

balcones construidos en etapas posteriores a la de la construcción de la estructura, existiendo por ello un vínculo deficiente de dichos elementos a los paneles de mampostería.

1.3.1.11. Estado de conservación.

A: Paneles de mampostería en buenas condiciones, sin daño visible.

B: Paneles con presencia de agrietamiento de tipo capilar no extendido en todo el panel, con la excepción de los casos en que dicho agrietamiento ha sido provocado por terremotos.

C: Paneles con grietas de mediano tamaño (2 a 3 mm de espesor) o con a-grietamiento tipo capilar de origen sísmico. Estructura que no presenta agrietamiento, pero que se caracteriza por un estado mediocre de conservación de los paneles.

D: Paneles que presentan un grave deterioro en las características físicas de los materiales de construcción o con agrietamiento de espesor superior a 3 mm.

1.4. Metodología Shiga adaptada a mampostería.

La metodología se basa en el índice de vulnerabilidad de Shiga, evaluando la edificación con el índice de del área de muros I_w .

$$I_w = \frac{A_w}{\sum A_p} \quad (1.2)$$

Donde:

A_w = Área de la sección transversal de muros en una dirección y en un nivel determinado del edificio.

$\sum A_p$ = Área total de la planta en el piso considerado del edificio.

El resultado se expresa como densidad de muros en cm^2/m^2 .

Se considera dentro del análisis únicamente los muros con espesor mayor a 60 cm. Al contrario de los índices del capítulo anterior mientras mas bajo sea el valor del índice de área de muros I_w la estructura es mas vulnerable, por la razón de que tenemos menor área para resistir la fuerza de corte que supone un sismo.

Según el estudio de Shiga las estructuras con índice de densidad de muros mayor a 30 cm^2/m^2 y con un promedio de esfuerzo cortante menor a 12 kg/cm^2 no son propensas a sufrir daños.

HUGO CADENA

Por lo tanto tenemos:

Para el caso del Edificio Fernández Madrid tenemos tanto para el sentido X así como para el sentido Y diferentes valores de densidad de muros considerando únicamente los muros que se encuentran en el sentido de análisis como se muestra en los ejemplos que mostramos a continuación:

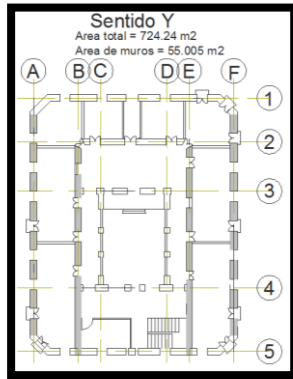


Figura 1.8 Planta muros Edificio Fernández Madrid sentido Y

Sentido Y:

Área total = 724.24 **cm²**

Área de muros = 55.005 **cm²**

Cortante Basal = 126.25 Tn

Densidad de muros = 7.596 **cm²/m²** ---- 30

cm²/m² ---- 0.25%

Resultado para densidad de muros:

La estructura posee la cuarta parte de la densidad de muros que necesita.

Resultado para esfuerzos de corte:

Esfuerzo por metro cuadrado = 174.32 **Kg/m²**

Promedio de Esfuerzos Cortantes It = 22.93 **Kg/m²** > 12 **Kg/m²**

Conclusión:

La estructura necesita casi el 50 por ciento más de muros de los que posee actualmente.

1.5. Comparación del índice de Densidad de muros con las gráficas de Mario Rodríguez 2004.

La grafica realizadas por Mario Rodríguez que presentamos a continuación, obedece a los resultados de aplicar la siguiente expresión:

$$V_m = (0.4 + 7.5T) \leq 1.2 (\mu = 1) \quad (1.4)$$

CARRERA DE INGENIERIA CIVIL

Para evaluar edificaciones de mampostería de adobe, donde se muestra en una primera abscisa el período de la estructura y en una segunda abscisa el número de niveles de la edificación, lo cual se obtiene empleando la siguiente ecuación:

$$T = \frac{n}{\lambda} \quad (1.5)$$

Donde λ toma el valor de 20, el cual resulta de una aproximación razonable para construcciones típicas a base de muros de mampostería de adobe en suelo firme (Rodríguez *et al*, 1998).

HUGO CADENA

REFERENCIAS:

1. Aguiar. R. (2008). *Análisis Sísmico de Edificios*. Sangolquí .Politécnica del Ejército.
2. Aguiar. R. (2005). *Análisis Estático de Estructuras*. Sangolquí. Politécnica del Ejército.
3. Aguiar R. (2004). *Análisis matricial de Estructuras*, Sangolquí. Politécnica del Ejército.
4. Romo M. (2008). *Temas de Hormigón Armado*. Sangolquí. Politécnica del Ejército.
5. Gruppo Nazionale per la Difensa Dai Terremoto (G.N.D.T.). (1993). *Rilevamento dell'Esposizione e vulnerabilità Sismica degli Edifici, Appendice N° 1 alla Pubblicazione Rischio Sismico di Edifici Pubblici..* Roma.
6. Barbat, A. P. (2004). *Evaluación de la Vulnerabilidad y del Riesgo Sísmico en zonas Urbanas. Aplicación a Barcelona*. Universidad Politécnica de Cataluña.
7. Alday A. L. (2004). *Determinación de un índice cualitativo de vulnerabilidad sísmica de edificios de hormigón armado en Concepción*. Concepción. Chile.
8. Astroza. M. R. S. (2009). *Vulnerabilidad sísmica de las viviendas de albañilería de bloques de hormigón construidas en el norte de Chile*".
9. Barbat. Alex. (2004). *Evaluación de la Vulnerabilidad y del Riesgo Sísmico en zonas Urbanas*. Barcelona. Universidad Politécnica de Cataluña.
10. ININVI. (1982). *Norma Técnica de Edificación E-070 Albañilería*. Perú.
13. SENCICO. (2006). *Norma Técnica de Edificación E.030 Diseño Sismorresistente*. Lima.
14. San Bartolomé. A., 1994. "Construcciones de Albañilería – Comportamiento Sísmico y Diseño

CARRERA DE INGENIERIA CIVIL

Estructural". Fondo Editorial, Pontificia Universidad Católica del Perú.

15. San Bartolomé. A. (2007). *Blog de Investigaciones en Albañilería*. Lima. Pontificia Universidad Católica del Perú.
16. Shiga. S. (1992) *Índice de densidad de muros*, Tokio. Japón.