

Evaluación y Reforzamiento de una Estructura Patrimonial de Adobe con Irregularidad en Planta

Chacón, Juan ^{1,*} ; Suquillo, Betzabeth ² ; Sosa, Diego ¹ ; Celi, Carlos ³ 

¹Escuela Politécnica Nacional, Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental, Quito, Ecuador

²Universidad Técnica de Ambato, Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica, Ambato, Ecuador

³Pontificia Universidad Católica del Ecuador, Facultad de Ingeniería, Quito, Ecuador

Resumen: En el Ecuador existe una gran cantidad de estructuras patrimoniales hechas con materiales frágiles como el adobe. Eventos sísmicos recientes han puesto en manifiesto el pobre desempeño de este tipo de estructuras debido a su gran masa y poca capacidad de resistir cargas sísmicas. Este artículo presenta la evaluación del edificio del antiguo Colegio Simón Bolívar y varias técnicas de reforzamiento en el sistema de muros portantes de esta estructura patrimonial de adobe con irregularidad en planta, que está ubicada en el casco colonial de la ciudad de Quito. Este estudio supone que las fuerzas externas actúan en dirección del plano más resistente de la pared y que los muros de adobe tienen poca capacidad de resistir cargas laterales fuera del plano. Basado en estas condiciones, un análisis de sensibilidad de la discretización para elementos finitos se presenta mediante el uso de un programa comercial y se determinan valores empíricos que relacionan la proporción entre las dimensiones de los elementos finitos y la longitud principal de los muros. Por lo tanto, esta propuesta para el mallado de los elementos finitos busca obtener proporciones iniciales para hacer un primer análisis de calibración de los elementos mediante el control de esfuerzos y desplazamientos. El presente trabajo evalúa el mallado de elementos finitos comúnmente utilizado para el análisis de estructuras bidimensionales por lo que se destaca la importancia de la calibración inicial del mallado de elementos para obtener resultados confiables.

Palabras clave: Adobe, edificaciones patrimoniales, irregularidades estructurales

Evaluation and Reinforcement of an Adobe Heritage Structure with Plan Irregularities

Abstract: Ecuador has many heritage structures made of fragile earth-based materials like adobe. Recent seismic events have revealed the poor performance of these structures due to their large mass and low capacity to withstand seismic loads. This article presents the evaluation of Simon Bolívar high-school old building and different reinforcement techniques in this heritage structure of adobe wall system with plan irregularities, located in Quito downtown. This study considers that the external forces are acting in the direction of the strongest plane of the wall, and adobe walls have low capacity against plane lateral loads. Based on those conditions, a sensitivity analysis of the finite element discretization is presented with the use of a commercial program, and empirical values that relate the proportion of the finite element and the main length of the wall are determined. Thus, this proposal of finite element meshing aims to obtain initial ratios for elements size to make a first calibration analysis by controlling stresses and displacements. This proposal evaluates the finite element meshing commonly used in bidimensional structures, so the importance of the initial meshing calibration to obtain reliable results is pointed out.

Keywords: Adobe, heritage buildings, structural irregularities

1. INTRODUCCIÓN

En el Ecuador existe gran cantidad de estructuras patrimoniales y la mayoría de ellas se ubican dentro de las zonas céntricas o núcleos históricos de las principales ciudades. Estas estructuras en su mayoría son sistemas frágiles

compuestos de materiales elaborados con base en tierra amasada, tapia, bahareque y particularmente adobe.

Antes del uso del acero y el hormigón como materiales de construcción, las construcciones en tierra se extendieron por todas las regiones del mundo dado que es un material

*juansagitarius@hotmail.com

Recibido: 27/03/2020

Aceptado: 06/01/2021

Publicado: 28/02/2021

10.33333/rp.vol47n1.05

CC BY 4.0

abundante en la naturaleza y que ha llegado a satisfacer la necesidad de vivienda desde los inicios de la humanidad.

Las construcciones elaboradas con tierra, como el adobe, poseen excelentes propiedades térmicas y acústicas. Además, esta tipología estructural es una tecnología simple y de bajo costo. Sin embargo, son estructuras muy vulnerables ante fenómenos naturales como lluvias y principalmente sismos.

Frente a movimientos telúricos, las edificaciones de este tipo sufren daños estructurales severos, que llegan incluso al colapso, causando con ello pérdidas cuantiosas en términos de vidas humanas y patrimoniales. En el caso de un evento sísmico, el comportamiento de este tipo de estructuras es deficiente debido al excesivo peso de los muros que conforman el sistema estructural resistente y su limitada capacidad de disipar energía (Blondet, García y Brzev, 2003).

Basado en experiencias e investigaciones previas de rehabilitación y reforzamiento, en las que se comprueba un mejor comportamiento de este tipo de estructuras ante un sismo de diseño (Casanovas and Díaz, 2007), el presente trabajo plantea alternativas de reforzamiento viables y aplicables a nuestro medio (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (AIS), 1997). Además, toma en cuenta normativas extranjeras de países de la región andina, como Perú (Norma Peruana, 2006) y Chile (Norma Chilena, 2013), cuyas características de materiales y construcción se suponen similares a las del Ecuador.

1.1. Revisión de Normas para Estructuras de Adobe

Varios países de la región andina que se encuentran en zonas de alto riesgo sísmico, como Chile y Perú, han enfocado sus investigaciones en el desarrollo de nuevas tecnologías adaptables y aplicables a construcciones existentes en tierra. Estos países han propuesto normativas y lineamientos a seguir para un diseño sísmico resistente de edificaciones nuevas y para reforzamiento de estructuras existentes.

E080: Norma Peruana para Adobe

Esta normativa (Norma Peruana, 2006), recomienda una configuración estructural con las siguientes características para tener una resistencia sísmica:

- Suficiente longitud de muros en cada dirección.
- Una configuración planta que tienda a ser simétrica o cuadrada de ser posible.
- Las aberturas deben ser pequeñas para puertas y ventanas.
- Definir un sistema de refuerzo dependiendo de la esbeltez de los muros.

La fuerza sísmica horizontal se determina con la ecuación 1:

$$H = S \cdot U \cdot C \cdot P \quad (1)$$

En donde S es el factor del suelo, U es el factor de uso, C es el coeficiente sísmico (C depende de la zonificación sísmica que

en Perú son tres y oscila de 0.10 a 0.20g) y P es el peso total de la edificación incluyendo carga muerta y 50% de carga viva.

NCh3332: Norma Chilena-Intervención de Construcciones Patrimoniales de Tierra Cruda

Esta normativa (Norma Chilena, 2013), recomienda una configuración geométrica estructural con las siguientes características:

- La esbeltez de los muros no debe ser mayor que 8.
- Los vanos no deben tener un ancho mayor que 2.5 veces el espesor del muro.
- Los vanos de ventanas y puertas se deben ubicar a una distancia no menor que tres veces el espesor del muro desde el borde libre más próximo (Figura 1).
- La longitud entre ejes de arriostamientos transversales de un muro debe ser menor a seis veces el espesor del muro.
- La verticalidad relativa de un muro, que es la uniformidad del espesor del muro en altura, no debe ser mayor que el 10% de su altura.

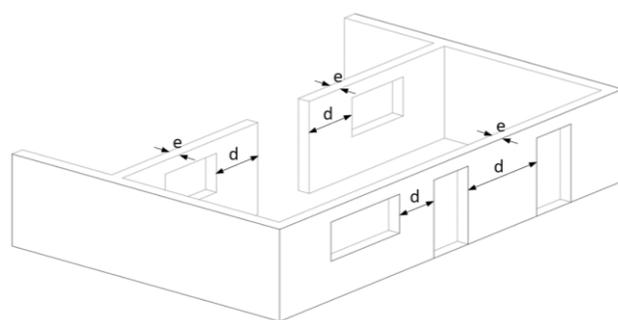


Figura 1. Vanos ventanas y puertas (d: distancia desde el borde libre más próximo, e: espesor del muro)

La fuerza sísmica horizontal para la NCh3332 se determina mediante la ecuación 2:

$$Q_o = k_1 k_2 k_3 C \cdot P \quad (2)$$

En donde k_1 es el factor de modificación por desempeño, k_2 es el factor de modificación por categoría de ocupación, k_3 es el factor de modificación por clasificación del tipo de suelo, C es el coeficiente de demanda sísmica para las estructuras de tierra cruda (se adopta 0.1) y P es el peso sísmico del elemento a verificar.

2. DESCRIPCIÓN ESTRUCTURAL

Dentro de los planes de recuperación del centro histórico de la ciudad de Quito se proyecta la rehabilitación arquitectónica-estructural del antiguo colegio Simón Bolívar (Figura 2). Este edificio colonial se convertirá en la nueva sede de las Naciones Unidas (NNUU) y se ubica dentro del casco colonial de la ciudad de Quito declarada como Patrimonio Cultural de la Humanidad por la UNESCO el 8 de septiembre de 1978. (Instituto Nacional de Cultura y Patrimonio, 2014).

La edificación consta de una estructura en su mayoría de muros de adobe distribuido en cinco diferentes niveles. Además, un sistema de entresijos y cubiertas compuestas de madera como componente principal.



Figura 2. Antiguo – Colegio Simón Bolívar
Fuente: <http://www.prensa.quito.gob.ec>

2.1. Propiedades de los Materiales

Los materiales de los que están compuestos los elementos muro en su mayoría corresponden a adobe y en lugares como la capilla varios muros están compuestos de ladrillo (Figura 3). Las cubiertas y entresijos se estiman como madera tipo B según el Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino-Junta del Acuerdo de Cartagena (JUNAC, 1984). Los elementos de refuerzo como la viga cabeza de muro se proyectan en hormigón. La resistencia específica a la compresión a los 28 días (f_c) se estima de 21 MPa (2100 T/m²) y las barras de acero de refuerzo grado 60 tendrán una resistencia a la fluencia (f_y) de 420 MPa (42000 T/m²).

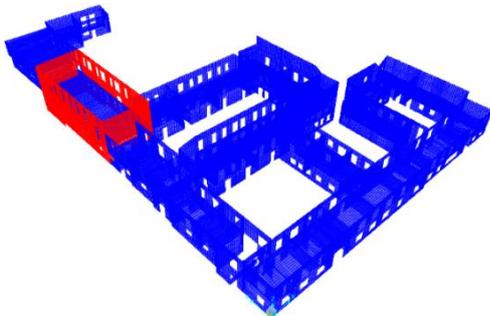


Figura 3. Distribución de materiales de los muros de adobe (azul) y ladrillo (rojo)

Tabla 1. Propiedades de los materiales (Novillo, 2012)

Material	Propiedad	Abreviatura	Valor
ADOBE	Módulo de Elasticidad	E_o	21000 Ton/m ²
	Resistencia a Compresión	f_c	12 Ton/m ²
	Módulo de Corte	G_o	5000 Ton/m ²
LADRILLO	Módulo de Elasticidad	E_o	475000 Ton/m ²
	Resistencia a Compresión	f_c	950 Ton/m ²
	Módulo de Corte	G_o	190000 Ton/m ²
SUELO	Capacidad Admisible	σ_{adm}	12 Ton/m ²
	Coefficiente de Balasto	k_b	1800 Ton/m ³

Para estimar el contacto de los muros con el suelo de fundación, se supone una cimentación rígida que transmitirá las resultantes directamente al suelo.

Las propiedades mecánicas del material de los muros fueron obtenidas mediante ensayos simples y con densidad de muestreo baja (Novillo, 2012). Además, este estudio considera solamente valores promedio en todo el volumen de muro. En la Tabla 1 se describen las propiedades de los materiales utilizados para el análisis de la estructura.

2.2. Modelo matemático

Para obtener la sollicitación de esfuerzos en los elementos de la estructura se idealizaron varios modelos matemáticos en el programa SAP 2000 v.15 (Structures, 2015). Los modelos se emplearon para el análisis de vulnerabilidad y rehabilitación de la estructura en estudio.

La modelación de los muros estructurales se realizó por medio de elementos área tipo “CONCHA” de 4 nodos. Este tipo de elementos se caracterizan por tener 6 grados de libertad por nodo (3 desplazamientos y 3 giros). Para los elementos como vigas y viguetas se empleó elementos lineales tipo “PÓRTICO” de 2 nodos.

La configuración de mallado para la solución por elementos finitos es uno de los parámetros fundamentales para llevar a cabo el análisis de la estructura. El análisis utiliza un mallado que considera la proporción entre las dimensiones de los elementos finitos y las longitudes principales del elemento muro.

En esta investigación se presenta un análisis de proporciones de mallas, las cuales son de gran utilidad en estructuras con geometrías complejas y de gran volumen, donde un refinamiento de malla adaptativo no es viable en primera instancia debido al tiempo de cálculo computacional y a la falta de software especializado. Un objetivo de la presente propuesta es mostrar la sensibilidad del método de elementos finitos que se emplea en programas comerciales como SAP 2000 v.15 para modelar estructuras de paredes portantes.

Para el análisis se obtienen proporciones de mallado inicial que permitan realizar un control de esfuerzos y desplazamientos, en el cual se realiza un refinamiento adaptativo con el objetivo de minimizar el error lo máximo posible. Se considera realizar un primer análisis para identificar las zonas más vulnerables de la estructura mediante un mapeo de distribución de esfuerzos y control de desplazamientos.

Una limitante en el análisis fue la dificultad que representó extraer una muestra de murete inalterada, puesto que esto podía comprometer la integridad de los muros, para realizar pruebas más exhaustivas. Dentro de los muestreos se pudieron identificar propiedades mecánicas de diferentes materiales con base en tierra que datan de diferentes años de construcción.

La Figura 4 presenta el caso típico de un muro de adobe con abertura. Este caso se considera más vulnerable respecto a un muro sin aberturas. Por este motivo, la calibración del mallado de una distribución típica con abertura requiere especial atención.

El programa SAP 2000 v.15 permite hacer un mallado adaptativo automatizado. En el método de elementos finitos no importa lo refinada que sea nuestra discretización, la solución que se obtiene con este método es una aproximación. Por este motivo, los resultados deben ser evaluados con soluciones cerradas o exactas basadas en la teoría básica de resistencia de materiales y equilibrio de fuerzas. Por esta razón, se propone modelos matemáticos sencillos con soluciones exactas de desplazamientos y esfuerzos como es el caso de vigas en voladizo y vigas simplemente apoyadas para la verificación del mallado. No se dispone de una solución cerrada para un muro con aberturas, así que la discretización adaptativa de SAP 2000 v.15 no se puede comparar directamente en este caso. La identificación de las dimensiones de elementos que nos proporcionen los errores más bajos en los modelos simplificados nos indica las relaciones de aspecto adecuadas para ser utilizadas como tentativa inicial en los muros con aberturas a ser modelados en el presente estudio.

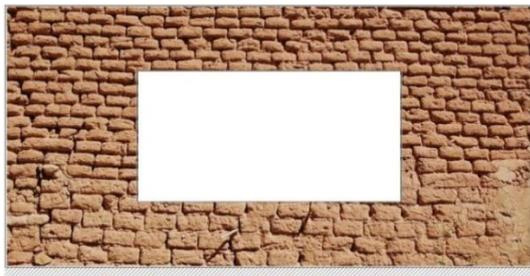


Figura 4. Muro de adobe con abertura de ventana

Los muros con abertura se modelaron mediante elementos planos en 2D tipo CONCHA, en los cuales se pueden identificar diferentes componentes en función del tipo de carga externa aplicada. Para verificar las dimensiones usadas en el mallado del muro con abertura se asumen dos modelos con soluciones exactas. El primero es “murete vertical” encargado de soportar las cargas laterales (PLAT) típicamente provenientes de un sismo y el segundo un “murete horizontal” que soporta cargas verticales (PVERT) como los entresijos, techos o niveles superiores (Figura 5). Esta aproximación solo se la utiliza para estimar el mallado inicial, ya que un muro con aberturas en realidad no se lo puede descomponer en elementos verticales y horizontales para una solución real.

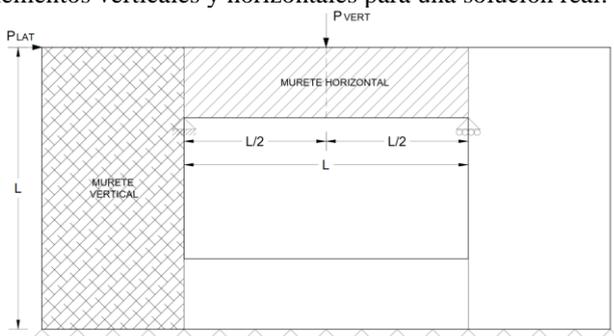


Figura 5. Muro de adobe con vano, idealizado como murete vertical y murete horizontal

Para la identificación de las dimensiones de elementos finitos en el mallado inicial se calcula desplazamientos y acciones internas máximas ante la carga externa (P) para murete vertical y murete horizontal. En el caso del murete vertical se representa como una viga en voladizo con la carga (P) en el extremo. En el murete horizontal se representa como una viga simple apoyada con la carga (P) en el centro de su longitud. Ambos casos se consideran con secciones rectangulares de gran peralte donde (b) representa el espesor del “murete” y (h) la altura de la sección (ver Figuras 6 y 7). Se tiene en cuenta los desplazamientos por efecto de deformaciones de corte y flexión mediante la aplicación del principio de trabajo virtual (ecuación 3):

$$\delta = f \cdot \sum_{i=1}^v \frac{V \cdot v \cdot L}{G \cdot A} + \sum_{i=1}^m \frac{M \cdot m \cdot L}{E \cdot I} \quad (3)$$

Donde:

- V = Fuerza de corte por carga externa
- M = Momento por para carga externa
- v = Fuerza de corte para carga unitaria
- m = Momento por carga unitaria
- E = Módulo de elasticidad del elemento
- G = Módulo de elasticidad a corte del elemento
- A = Área de la sección transversal del elemento
- L = Longitud del elemento
- I = Inercia de la sección transversal del elemento
- f = factor de forma para corte

El momento de flexión que se genera por efecto de la aplicación de la carga (P) se define como:

$$M = \sigma \cdot S \quad (4)$$

Donde:

- σ = Esfuerzo de flexión
- S = Módulo seccional

$$S = \frac{b \cdot h^2}{6} \quad (5)$$

Donde:

- b = base de la sección rectangular (transversal)
- h = altura de la sección rectangular (transversal)

Los desplazamientos (solución cerrada) obtenidos para el murete vertical definido como viga en voladizo y para el murete horizontal definido como viga simple apoyada son las siguientes respectivamente:

$$\delta = \frac{f \cdot P \cdot L}{G \cdot A} + \frac{P \cdot L^3}{3 \cdot E \cdot I} \quad (6)$$

$$\delta = \frac{f \cdot P \cdot L}{4 \cdot G \cdot A} + \frac{P \cdot L^3}{48 \cdot E \cdot I} \quad (7)$$

El esfuerzo se obtiene a partir de:

$$\sigma = \frac{M}{S} \quad (8)$$

Posteriormente se analizaron 36 modelos divididos en 6 grupos de 6 modelos cada uno para representar la idealización del murete vertical (Figura 8) y el murete horizontal (Figura

9). Además, se consideró variación en espesor (b) del muro desde 20cm hasta 120cm en intervalos de 10 cm, correspondiente a la variación de espesores existente dentro de la estructura analizada. En total se analizaron 720 modelos en los que se hace variar las dimensiones (a) y (h) como se muestra en las Figuras 8 y 9. De este análisis se obtuvo un parámetro que representa la proporción del elemento finito respecto de la longitud principal del elemento (a/L) que oscila entre valores de 0.13 a 0.25 (ver Tabla 2). Este parámetro obtenido garantiza un mallado inicial con el menor error posible de acciones internas y desplazamientos obtenidos mediante el modelo computacional.

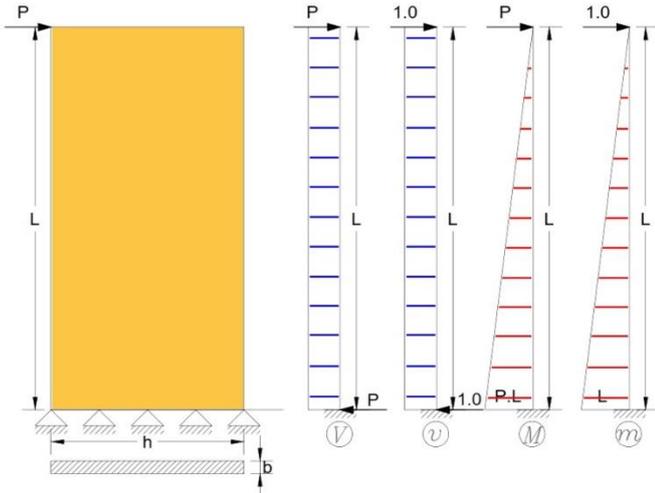


Figura 6. Acciones internas de corte y momento para murete vertical representado como viga en voladizo

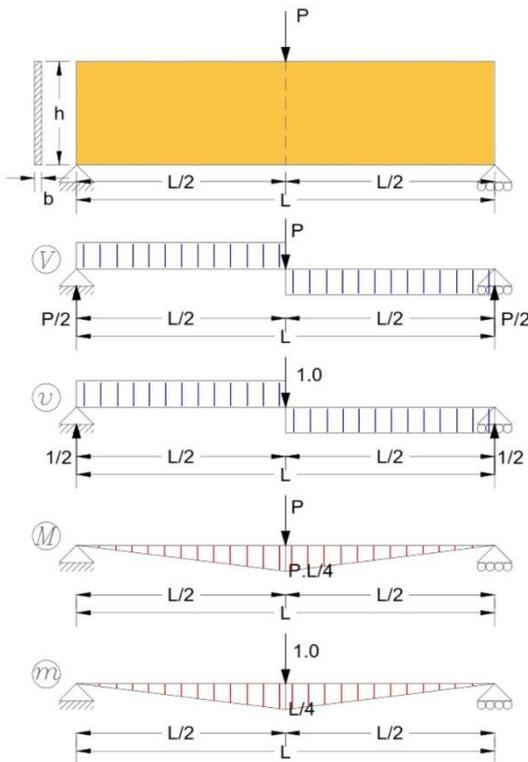


Figura 7. Acciones internas de corte y momento para murete horizontal representado como viga simple apoyada

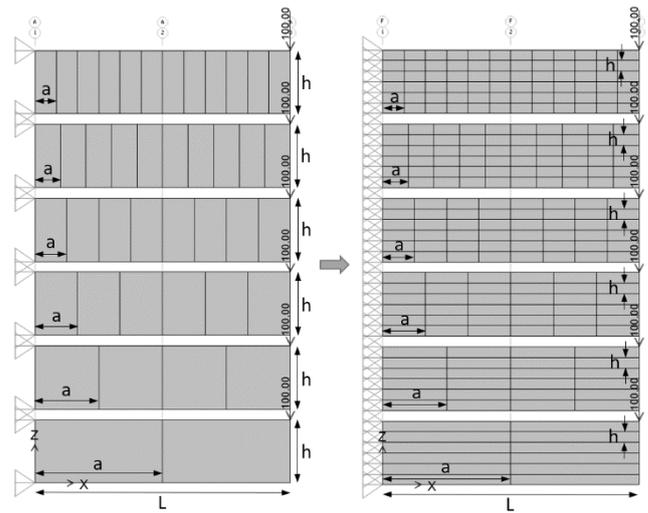


Figura 8. Mallado de Grupo 1(izquierda) y Grupo 6(derecha) para la condición de murete vertical idealizado como viga en voladizo

Finalmente, de los 36 modelos que involucran variaciones, tanto para (a) y (h) con respecto de (L) con un mismo espesor de elemento (b), se escoge 12 modelos con porcentajes de error menores (ver tabla 2).

Para la distribución de esfuerzos se notó que la disminución de la razón (a/L) o aumento en el número partes (a) genera la reducción del porcentaje de error hasta un valor mínimo (Figuras 10 y 11), pero luego el error vuelve a incrementarse. Por ejemplo, para los modelos del grupo 5 (línea continua color violeta) el error mínimo se presenta cuando el número de partes (a) se acerca a un valor de 6.00 (Figura 10) o la relación (a/L) está cercana a 0.17 (Figura 11). Luego, a medida que se incrementa el número de partes (a) o disminuye la relación (a/L) el porcentaje de error aumenta.

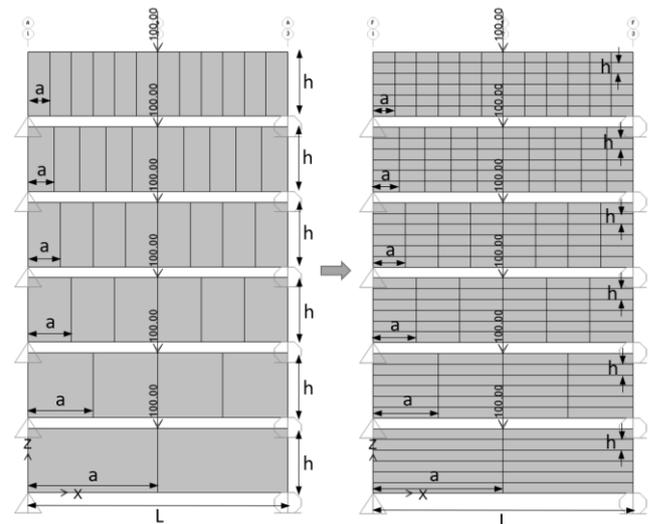


Figura 9. Mallado de Grupo 1(izquierda) y Grupo 6(derecha) para la condición de murete horizontal idealizado como viga simple apoyada

Algo similar sucede en el caso de los desplazamientos. Por ejemplo, el Grupo 5 (línea segmentada color violeta) tiene el error mínimo cuando el número de partes (a) se acerca a un valor de 4.00 (Figura 10) o cuando la relación (a/L) está cercana a 0.21 (Figura 11), mientras que para relaciones (a/L) superiores o inferiores a 0.21 el error tiende a aumentar.

Como se puede apreciar en la Figura 10, Figura 11 y Tabla 12, la reducción del porcentaje de error entre esfuerzos y desplazamientos no coincide para valores similares de (a) y (a/L). Es decir, la proporción que produce los menores errores para esfuerzos no corresponden a los menores errores para desplazamientos y viceversa.

En consecuencia, se propone obtener un porcentaje de error mínimo para ambos casos. Esto se lo consigue en el punto de intersección entre ambas curvas de errores por esfuerzo y desplazamiento (ver Figuras 10 y 11). Este punto se ha marcado con el color correspondiente al grupo seleccionado. Al tener en cuenta los puntos de intersección de todas las curvas seleccionadas se puede apreciar que el número de partes para el elemento finito (a) oscila entre valores de 4 a 7 partes. A la vez que la relación (a/L) oscila entre valores de 0.16 a 0.23 aproximadamente. En términos de valores promedios para límite inferior y superior se tendría valores entre 0.15 y 0.21 para los valores obtenidos a partir de la tabla 2.

La Tabla 2 resume las características de los modelos escogidos con menor porcentaje de error (Modelo 1 a Modelo 12). El error promedio para los casos evaluados en la Tabla 2 son 2.73% para esfuerzos y 9.32% para desplazamientos. En función de estos valores promedio de error se puede hacer una selección final de los modelos adecuados.

En la Figura 12 se plotea los errores de esfuerzo y desplazamiento de la Tabla 2 junto con los porcentajes de error promedio de 2.73% y 9.32% para esfuerzos desplazamientos respectivamente (línea segmentada color rojo). De esta manera se busca visualizar los casos que están más cercanos a los errores promedio.

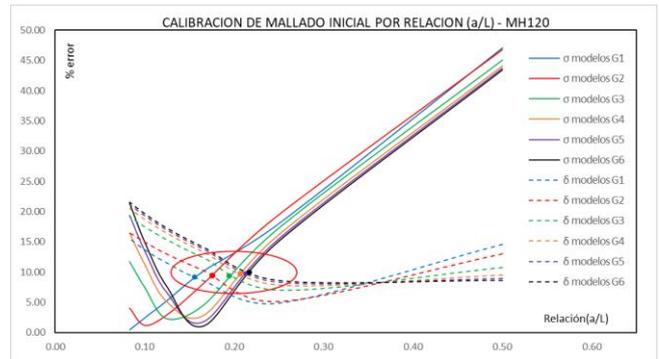


Figura 11. Calibración de malla inicial por relación (a/L) para murete horizontal con espesor b=120cm

Tabla 2. Calibración de malla inicial – Resumen de modelos con menor porcentaje de error – murete horizontal, espesor b=120cm

MODELO	Mallado	RELACION	DESPLAZAMIENTO	ESFUERZO	ESFUERZO	
Nro		a/L	δ(mm)	% error	σ	% error
Modelo 1	M1(6X1)	0.17	81.31	8.52	149.64	10.22
Modelo 2	M1(8X1)	0.13	83.55	11.51	157.93	5.24
Modelo 3	M2(6X2)	0.17	82.57	10.21	153.00	8.20
Modelo 4	M2(8X2)	0.13	84.64	12.97	161.81	2.91
Modelo 5	M3(6X3)	0.17	84.15	12.31	158.86	4.68
Modelo 6	M3(8X3)	0.13	86.43	15.37	170.57	2.34
Modelo 7	M4(4X4)	0.25	80.84	7.90	139.76	16.14
Modelo 8	M4(6X4)	0.17	84.88	13.29	161.90	2.86
Modelo 9	M5(4X5)	0.25	81.19	8.37	140.85	15.49
Modelo 10	M5(6X5)	0.17	85.24	13.78	163.60	1.84
Modelo 11	M5(4X6)	0.25	81.39	8.64	141.45	15.13
Modelo 12	M5(6X6)	0.17	85.46	14.06	164.74	1.16

En general no se identificó relaciones del comportamiento entre esfuerzos y desplazamientos con la variación de espesores de los elementos (b). Se empleó este sistema de malla para muretes entre 20 cm y 120 cm de espesor en donde se encontró comportamiento similar para los parámetros (a), (a/L) y (a/h), sin que el espesor (b) modifique estos resultados.

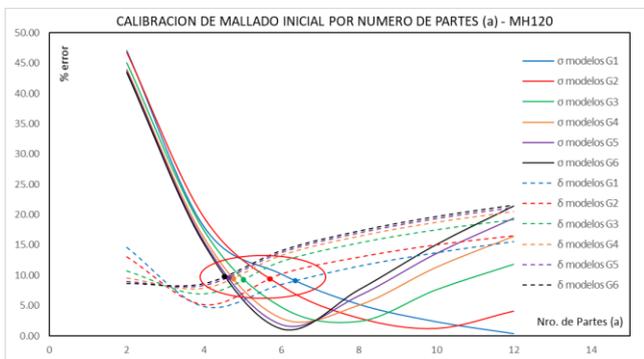


Figura 10. Calibración de malla inicial por número de partes (a) para murete horizontal con espesor b=120cm

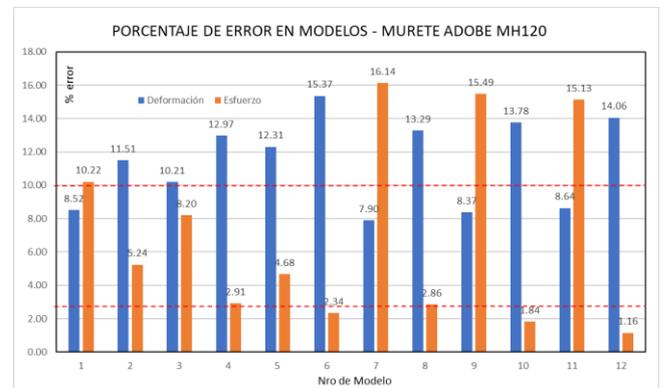


Figura 12. Porcentaje de error en modelos – Murete horizontal, espesor b=120cm

Se identifica en la Figura 12 que los modelos de la Tabla 2 con errores mas cercanos a los promedios son el Modelo 2, Modelo 4 y Modelo 5. Adicionalmente, la Tabla 2 tiene en cuenta la relación de proporción del elemento finito (a/h) para Modelo 2, Modelo 4 y Modelo 5 cuya relación varía entre valores de 0.5 a 2.00. Cabe aclarar que los desplazamientos (δ) y los esfuerzos (σ) presentados en la Tabla 2 son valores numéricos calculados mediante un análisis elástico lineal que considera las propiedades para Adobe de la Tabla 1 y una carga (P) de 100 toneladas. Los valores de (δ) y (σ) cambian linealmente para diferentes valores de (P), sin embargo, los errores no varían.

Como resultado de las proporciones adecuadas para realizar la etapa de malla inicial se obtuvo la siguiente Tabla 3:

Tabla 3. Parámetros recomendados para malla inicial para la solución por elementos finitos

Descripción	Parámetro	Valor
Numero de partes	(a)	6 a 8
Relación	(a/L)	0.13 a 0.25
Relación	(a/h)	0.5 a 2.0

En la Figura 14 se muestra el modelo 3D de la geometría global de la estructura utilizando un malla de elementos finitos con la proporción estudiada. Además, en la Figura 14 también se diferencia a cada espesor de muro de acuerdo con la Tabla 4.

2.3. Criterios Generales de Diseño

Tomando en cuenta las disposiciones de la Normativa Ecuatoriana de Construcción, las estructuras de ocupación especial y edificaciones esenciales se recomendaría que la estructura estudiada en este artículo reciba análisis complejos no lineales con el fin de su evaluación estructural.

Este tipo de análisis son adecuados si el mecanismo de falla del sistema estructural puede ser modelado en el paquete computacional. Por ejemplo, SAP 2000 v.15 permite fácilmente realizar análisis no lineales de estructuras porticadas de hormigón armado o acero mediante la incorporación de rotulas plásticas (falla por flexión). En el caso de muros portantes de adobe el mecanismo de falla es totalmente diferente. Estos muros van a fallar por corte o por volteo, los cuales no pueden ser modelos en SAP 2000 v.15. En consecuencia, no se podría usar SAP 2000 v.15 para realizar análisis no lineal de muros de adobe.

Para estructuras de características tan heterogéneas como las del edificio del antiguo Colegio Simón Bolívar, se recomienda utilizar metodologías basadas en principios básicos de mecánica y experiencias empíricas para tener resultados conservadores en su análisis. Se debe resaltar que evaluaciones de este tipo de estructuras tienen gran incertidumbre por su naturaleza. Se puede realizar un análisis complejo no lineal por zonas de acuerdo con la configuración de la estructura mediante el uso de software especializado, sin embargo, esta opción está fuera de los objetivos de este estudio.

Adicionalmente, el material del que está conformada la estructura en estudio es el adobe, el cual tiene una resistencia a compresión baja. Por esta razón, los muros de adobe no tienen la capacidad de disipar energía por medio de desplazamientos y daño estructural. Por lo que se supone un comportamiento de tipo frágil.

El comportamiento no lineal de una estructural de adobe puede explicarse como una mampostería no reforzada, la cual responde aproximadamente como un bloque rígido (Figura 13). Se puede observar en la Figura 13 que el aporte de deformaciones por flexión de un muro de mampostería es insignificante por lo que se puede simplificar la respuesta real como la respuesta de un bloque rígido (Kowalsky, 2018). El cortante basal (V_b) que resiste un bloque rígido antes de iniciar el volteo del muro se presenta en la ecuación 9. Sin embargo, si la resistencia a corte del muro es baja la falla se produce por corte antes de llegar a (V_b) (Paulay & Priestley, 1992). El adobe es un material de resistencia a compresión baja por lo que la resistencia a corte también será baja. Para muros de adobe típicos del Ecuador se suele observar un comportamiento lineal hasta llegar a la falla a corte del muro, en donde se considera el colapso del mismo (Bonilla et al., 2017).

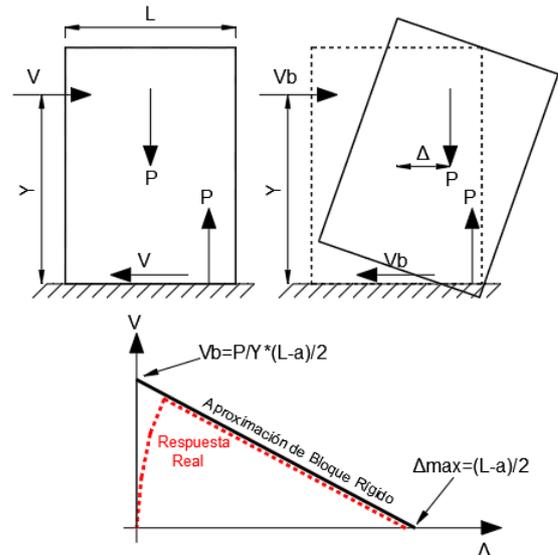


Figura 13. Curva de capacidad para mampostería no reforzada

$$V_b = P * \frac{L - a}{2} \quad (9)$$

Donde:

V_b = fuerza de corte basal que inicia el volteo

P = Carga axial

L = ancho del muro

a = altura del bloque de compresión de Whitney

Una gran limitación del presente estudio es que no considera el daño progresivo de los elementos que componen la estructura en estudio (sistema de entramado de muros y conexiones). Durante un sismo los elementos estructurales no alcanzan la falla de manera simultánea, en realidad el colapso es gradual. Los elementos con mayor vulnerabilidad irán progresivamente agrietándose y degradándose debido a las cargas cíclicas de eventos sísmico, por lo que estos aspectos representan una limitante relevante dentro del análisis propuesto. La influencia del colapso progresivo debe ser considerada para futuros análisis más detallados; este estudio descarta el colapso progresivo por las limitaciones del programa computacional usado.

A pesar de dichas limitaciones, se considera que el análisis lineal utilizando un diseño basado en fuerzas (DBF) es necesario. Este análisis se lo puede realizar por el método estático (método más utilizado por las normativas extranjeras citadas para estructuras de este tipo) o por el método pseudo-dinámico que emplea un espectro de diseño reducido por medio de un factor de reducción de respuesta (R) con sus respectivos modificadores de irregularidad en planta y elevación.

Estos análisis equivalentes son ampliamente usados con resultados adecuados en estructuras de hormigón armado y acero, sin embargo, su aplicación para muros portantes de adobe no es correcta ya que la distribución de las fuerzas inerciales del muro es diferente a las de estructuras de hormigón armado. Además, los análisis lineales no pueden representar el colapso gradual típico de estructuras de adobe.

No obstante, se consideran aplicables para una primera etapa de estudio porque permiten realizar un mapeo inicial en el cual se identifican las zonas más vulnerables de la estructura.



Figura 14. Distribución de muros por espesor

Es importante tener en cuenta que el uso del factor de reducción de respuesta estructural (R) supone un comportamiento dúctil para una estructura si es superior a la unidad. Sin embargo, estructuras o elementos estructurales elaborados en tierra suponen poca o casi nula ductilidad por lo que se propone asumir el factor de reducción de respuesta estructural R=1.0. El valor de R=1 quiere decir que los elementos estructurales deberían soportar la carga sísmica de diseño sin colapso, lo cual es poco realista.

Esto significa que no habrá reducción de la respuesta estructural y que la estructura o elemento estructural deberá absorber la demanda sísmica completa sin disipar energía. La estructura o elemento estructural debería tener la resistencia suficiente para soportar la solicitación de carga sísmica manteniendo distribuciones de esfuerzo bajas y con un adecuado control de desplazamientos, lo cual para esta estructura no aplica porque un sismo puede generar un comportamiento de colapso progresivo.

En un caso real las acciones sísmicas máximas no pueden ser estimadas con exactitud, en consecuencia, los muros pueden colapsar si su resistencia a corte es superada por la demanda sísmica. El muro que falla deja de aportar rigidez al sistema y los esfuerzos se redistribuyen a los muros restantes. El caso real de colapso progresivo de la estructura requiere programas computacionales que puedan representar la falla a corte de los muros que están constituidos por bloques de tierra conectados con mortero. Además, el análisis correcto sería un análisis no lineal dinámico. Sin embargo, desde el punto de vista práctico, esta solución ideal es computacionalmente costosa.

Las metodologías simplificadas que se presentan en este estudio deben ser comparadas en futuras investigaciones con modelos computacionales más refinados y reales. No se puede concluir que los resultados obtenidos son conservadores o correctos hasta tener una validación más exhaustiva con otras propuestas. Los resultados de este documento deben ser tomados como una primera estimación. Estos resultados deben ser evaluados a criterio del diseñador debido a las simplificaciones consideradas por los autores de este trabajo.

Tabla 4. Distribución de muros de adobe, por espesor

DISTRIBUCIÓN DE MUROS DE ADOBE			
MUROS EXTERNOS		MUROS INTERNOS	
TIPO	Esp(cm)	TIPO	Esp(cm)
ME20	20	MI20	20
ME30	30	MI30	30
ME40	40	MI55	55
ME50	50	MI60	60
ME60	60	MI70	70
ME70	70	MI80	80
ME85	85	MI90	90
ME90	90	MI100	100
ME100	100		
ME110	110		
ME115	115		
ME120	120		

La irregularidad en planta presente en la estructura analizada debe ser tomada en cuenta. Se propone emplear un concepto similar al utilizado en códigos de diseño de edificios, por lo que se considera factores de regularidad tanto en planta como en elevación (Φ_P y Φ_E). Estos factores poseen valores inferiores a 1.0 para estructuras con irregularidades geométricas. Estos factores producen la mayoración de la demanda sísmica porque se ubican en el denominador de la ecuación de corte basal (NEC-SE-DS) como se puede observar en la ecuación 10.

$$V = \frac{I \cdot Sa(Ta)}{R \cdot \Phi_P \cdot \Phi_E} \cdot W \tag{10}$$

Donde:

- V = fuerza de corte basal
- I = coeficiente de importancia estructural
- Sa(Ta) = Aceleración espectral de diseño
- R = factor de reducción de respuesta estructural
- Φ_P = coeficiente de regularidad en planta
- Φ_E = coeficiente de regularidad en elevación
- W = carga sísmica reactiva (peso de la estructura)
- Ta = periodo de vibración de la estructura

La estructura se sitúa sobre un suelo tipo D en una zona sísmica V de alto peligro, por lo que se considera una aceleración del suelo de 0.4 g para un sismo cuya probabilidad de excedencia sea del 10% en 50 años.

Se realizó el análisis sísmico de acuerdo con la Norma Peruana E080 y Norma Chilena NCh3332. Se obtuvo una fuerza horizontal estática equivalente de aproximadamente el 26% y el 17% del peso de la estructura respectivamente.

Para el método estático de la Norma Ecuatoriana (NEC_SE_DS) se obtuvo una fuerza horizontal estática equivalente de aproximadamente 190% del peso de la estructura porque al emplear valores como el factor de importancia (I=1.30) (considerando a la estructura de ocupación especial) y los factores de regularidad en planta y elevación ($\Phi_P=0.9$ y $\Phi_E=0.9$) el coeficiente sísmico y el cortante basal se ven mayorados por un factor de 1.6.

$$V = \frac{1.3 \cdot Sa(Ta)}{1.0 \cdot (0.9) \cdot (0.9)} \cdot W$$

$$V = 1.605 \cdot Sa(Ta) \cdot W$$

El valor del período teórico promedio obtenido para los muros de la estructura es de 0.361 segundos, lo cual coincide con la meseta del espectro elástico para tipo de suelo D según NEC-SE-DS (ver Figura 15), con ello se obtiene el valor de la aceleración espectral en función del periodo de vibración $S_a(0.361 \text{ segundos})=1.19$.

$$V = 1.605 \cdot (1.19) \cdot W$$

$$V = 1.91W$$

Aun sin tomar en cuenta los factores de importancia y de regularidad en planta y en elevación, asumiendo: $I=1.0$, $\phi_P=1.0$ y $\phi_E=1.0$ se obtiene una fuerza horizontal estática de aproximadamente 119% del peso de la estructura.

$$V = \frac{1.0 \cdot (1.19)}{1.0 \cdot (1.0) \cdot (1.0)} \cdot W$$

$$V = 1.19 \cdot W$$

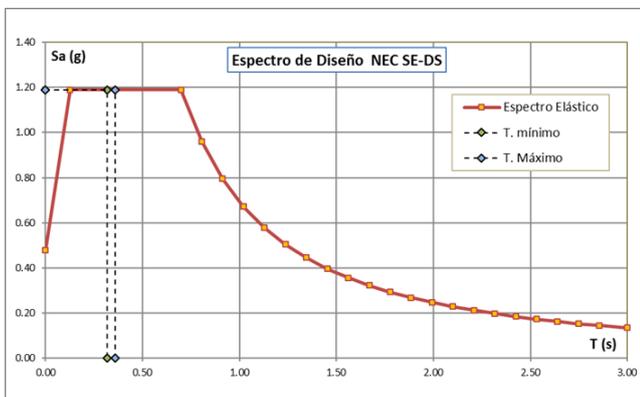


Figura 15. Espectro de diseño elástico basado en aceleraciones, para un suelo tipo D, de acuerdo a NEC-SE-DS

La norma ecuatoriana de la vivienda (NEC-SE-VIVIENDA) para estructuras de hasta 2 pisos y con luces de hasta 5.00 m propone la siguiente ecuación de corte basal:

$$V = \frac{Z \cdot C \cdot W}{R} \quad (11)$$

Donde:

V = fuerza de corte basal

Z = factor de aceleración de zona sísmica

C = coeficiente de respuesta sísmica

R = factor de reducción de respuesta estructural

W = carga sísmica reactiva

Aplicando la ecuación 11 a la estructura analizada con un factor de aceleración ($Z=0.4g$) para la zona V, coeficiente de respuesta sísmica para la región sierra ($C=3.0$) y un factor de reducción ($R=1.0$) se obtiene una fuerza horizontal estática aproximadamente 120% del peso de la estructura. Cabe indicar que la estructura en estudio es una estructura de adobe sin refuerzo y la norma indica un factor de reducción de respuesta ($R=1.5$) para estructuras con adobe y tapial reforzado, pero la norma no indica un valor para adobe sin refuerzo.

$$V = \frac{0.4 \cdot (3.0) \cdot W}{1.0}$$

$$V = 1.2W$$

Comparando los valores obtenidos de las normas citadas se evidencia la gran diferencia en el coeficiente de corte basal para la misma estructura (Tabla 5). Por este motivo, el Ecuador necesita una normativa para estructuras de adobe que incluya estructuras patrimoniales tomando en cuenta la configuración de regularidad geométrica porque el empleo de la norma de diseño sísmico para edificaciones (NEC-SE-DS) o la norma para viviendas (NEC-SE-Vivienda) pueden resultar en solicitaciones exageradas en comparación con otras normas extranjeras.

Tabla 5. Comparación de coeficientes de corte basal

Norma	Porcentaje de Corte Basal
Norma Peruana E080	26 %
Norma Chilena NCh3332	17 %
Norma Ecuatoriana (NEC-SE-DS)	190%
Norma Ecuatoriana (NEC-SE-Vivienda)	120%

Otra limitante en el uso del método estático lineal es la forma como considera las cargas sísmicas en la estructura. Este método supone que la masa se concentra en el sistema de entrepisos (losas), pero en una estructura compuesta de un sistema de muros la distribución de la masa no es concentrada sino distribuida de acuerdo con el volumen de cada muro. En realidad, esto no sería un problema en un análisis no lineal historia-tiempo de un modelo que pueda considere los mecanismos de falla de muros de adobe.

Es necesario plantear un método que tome en cuenta dicha distribución contemplando el acople entre los diferentes muros y sistemas de entrepiso porque el desplazamiento de un elemento incide sobre los elementos adyacentes. Por este motivo una solución sería usar un sistema de masas acopladas

3. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

3.1. Evaluación Sísmica Estructural

La vulnerabilidad sísmica depende de las características y calidad de los elementos que componen la estructura frente a un evento específico. El estudio de vulnerabilidad sísmica depende de la posible respuesta de la estructura frente al movimiento sísmico bajo ciertos parámetros de evaluación. Cuando se califica la vulnerabilidad sísmica que presentan las construcciones se cuenta con diferentes metodologías; éstas se utilizan tanto en términos relativos (clases e índices de vulnerabilidad) como en términos absolutos (matrices de probabilidad de daño, funciones de vulnerabilidad y curvas de fragilidad) (Aguilar, Gonzalez y Gómez, 2014).

Para el estudio de vulnerabilidad sísmica de la estructura en análisis, se recurrió al método empírico italiano (Benedetti y Petrini), desarrollado para edificaciones de adobe y de albañilería. Con dicho método se determina el índice de vulnerabilidad a través de la suma ponderada de los valores que representan la calidad sísmica de los elementos estructurales y no estructurales. Luego de la aplicación del método italiano en la estructura de estudio se obtuvo como resultado que es muy vulnerable (ver Tabla 6).

También se realizó el estudio de vulnerabilidad de la estructura en base a algunos parámetros adicionales como el método de densidad de muros. Esta metodología se basa en la relación entre el área en planta de los muros resistentes y el área total en planta de la estructura. Este método tiene una desventaja ya que no toma en cuenta la altura de la estructura por lo que no influye la esbeltez de las paredes y la masa en la evaluación de la vulnerabilidad sísmica (Sánchez, 2013).

Tabla 6. Análisis de vulnerabilidad sísmica aplicando metodología italiana

Parámetro	ki	wi	ki*wi
Distribución de muros	6	1	6
Tipo de organización estructural	10	0.5	5
Calidad del sistema resistente	20	1	20
Relación demanda – capacidad	4	0.5	2
Tipo de suelo y pendiente	5	1	5
Configuración en planta	4	0.5	2
Entrepisos	2	1	2
Cubierta y sistema de techos	6	0.75	4.5
Abertura en muros	4	1	4
Conservación actual de la estructura	6	0.25	1.5
Elementos no estructurales	12	1	12
IV			64
Estructura muy Vulnerable			

La densidad obtenida en los muros es de aproximadamente 12% para cada dirección principal. Esto indica una buena configuración y disposición de los muros en planta, pero este parámetro no es concluyente. Por este motivo se propone en la evaluación de vulnerabilidad algunos parámetros adicionales como esfuerzos y desplazamientos en el sistema de muros.

En la Figura 16 se puede observar la distribución de esfuerzos generados ante la sollicitación de carga sísmica. Se concluye que en la mayoría de los muros sobrepasa la capacidad de esfuerzos admisibles a corte del adobe (2.5t/m2) lo que se interpreta como falla y colapso parcial o total de estos elementos. En este caso se estima colapso de aproximadamente 90% de los muros que componen la estructura.

En la Figura 17, se puede apreciar los desplazamientos de los muros más exigidos cuyo límite permisible de derivas es de ($\Delta M \leq 0.01$). Suponiendo un comportamiento similar a un sistema de mampostería según NEC-SE-DS se tiene:

$$\Delta M = 0.75 \cdot R \cdot \Delta E \tag{12}$$

Donde:

ΔM = deriva máxima inelástica

ΔE = deriva por la aplicación de fuerza lateral reducida

R = factor de reducción de respuesta estructural

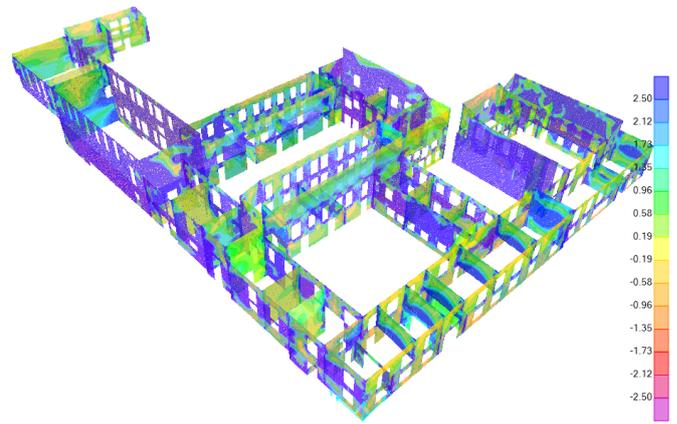


Figura 16. Distribución de esfuerzos con sismo en dirección X – Estructura en estado actual. Esfuerzo S23(t/m2) SAP2000 v15.2.1

Considerando un factor de reducción de respuesta estructural ($R=1.0$) para estructuras de adobe (los muros de la estructura tienen una altura que bordea los 7.00 m), el desplazamiento máximo de control es de aproximadamente 93 mm, lo cual sirve para estimar la falla y colapso de los elementos. En la Figura 17 se identifica los muros cuyo desplazamiento U1 sobrepasa el desplazamiento máximo de control y corresponde al colapso estructural de esos muros.

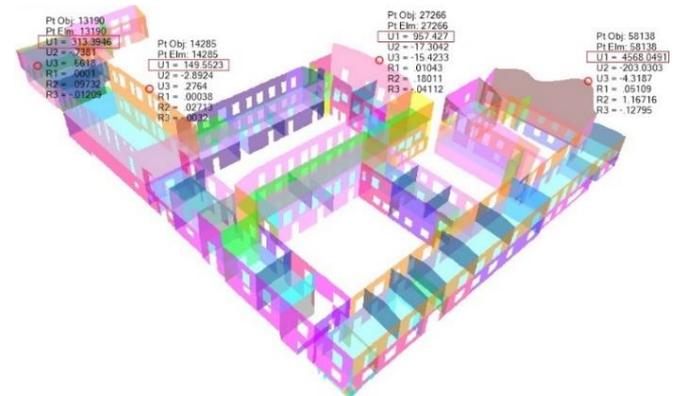


Figura 17. Distribución de desplazamientos con sismo en dirección X – Estructura en estado actual. (desplazamiento U1 en mm) SAP2000 v15.2.1

3.2. Alternativas de rehabilitación sísmica

Como parte fundamental para la rehabilitación de la edificación se requiere evaluar el comportamiento del sistema estructural resistente frente al sismo de diseño de acuerdo a la normativa vigente (Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2014). El sistema resistente se identifica como muros resistentes a carga lateral conformados principalmente de materiales elaborados con tierra amasada, tapia, adobe y bahareque.

La deficiencia sísmica se debe principalmente al gran peso de la estructura, a la baja capacidad de desplazamiento y al comportamiento frágil del material que componen los muros. Durante terremotos severos los modos típicos de falla se traducen en agrietamientos graves, desintegración de muros, separación de muros en las esquinas y desprendimiento de los techos respecto de los muros (Blondet, García y Brzev, 2003). Además, las fallas de las estructuras de adobe no reforzado son frágiles debido a la poca resistencia a la tracción del material

4. CONCLUSIONES

En esta investigación se han presentado resultados de un estudio analítico referente al análisis de vulnerabilidad y rehabilitación sísmica para el caso de una estructura patrimonial elaborada con tierra. Se propone una metodología simplificada, que complementa a otras existentes, para realizar un análisis mediante elementos finitos con la ayuda de programas comerciales como SAP2000 v.15.

La estructura analizada está dispuesta por un sistema resistente a carga lateral compuesta de muros de adobe. La metodología propuesta basada en análisis lineal estático y pseudo dinámico (análisis modal espectral) se considera aplicable, en primera instancia, con el objetivo de poder realizar un mapeo que permita identificar las zonas más vulnerables de la estructura para proyectar alternativas de reforzamiento viables. El uso de estas metodologías ha sido ampliamente utilizado para estructuras porticadas, sin embargo, estas metodologías no pueden modelar correctamente el caso real de estructuras de adobe. Debido a la falta de modelos que puedan representar los mecanismos de colapso de estructuras de adobe se utiliza el análisis lineal y modal espectral para tener una primera estimación. Debido a las limitaciones de los modelos simplificados los resultados obtenidos a partir de ellos deben ser evaluados con criterio y verificados en futuras investigaciones mediante modelos computacionales más reales.

El análisis lineal estático y pseudo dinámico son ampliamente empleados en estructuras tipo edificación de materiales más resistentes que el adobe como el hormigón armado o el acero estructural. Estos sistemas pueden ser idealizados con masas concentrada en el sistema de entrepiso (losas), pero este caso no corresponde a estructura compuestas de muros de adobe. Por lo que resulta necesario contemplar un sistema de masas acopladas en las que se tome en cuenta la incidencia por esfuerzo y desplazamiento de cada elemento muro sobre los muros o elementos adyacentes.

Se debe tener en cuenta que un análisis modal en el caso de estructuras de gran irregularidad y gran volumen como la estudiada no resulta aplicable ya que los modos de vibración están ampliamente dispersos y el porcentaje de participación modal es demasiado bajo comparado con el mínimo de por lo menos 90% de acuerdo a la NEC-SE-DS. Una manera de controlar esta dispersión de los modos de vibración recae en crear bloques estructurales que a su vez estén separados de otros por medio de juntas de construcción.

Normativas extranjeras como la Norma Peruana para Adobe (E080) y la Norma Chilena-Intervención de Construcciones Patrimoniales de Tierra Cruda (NCh3332) recomiendan modelos más simplificados para el diseño sísmico en el que se estima una componente horizontal equivalente en función del peso propio de la estructura para representar el efecto de una carga sísmica lateral por medio de un método estático. Se hace notar que estos métodos no contienen el efecto de regularidad geométrica ni coeficiente de importancia de la estructura. Además, no consideran el colapso progresivo de este tipo de estructuras.

La irregularidad en planta presente en la estructura analizada se toma en cuenta, empleando un concepto similar al utilizado en estructuras de tipo edificaciones, mediante el uso de factores de regularidad tanto en planta como en elevación ($\bar{O}P$ y $\bar{O}E$). Estos factores generalmente se traducen en factores de mayoración de la demanda sísmica. Estos factores se usan principalmente en estructuras porticadas, pero a falta de una normativa particular para estructuras de adobe se las utiliza de forma similar para el análisis presentado en este documento. No obstante, no se tiene un fundamento técnico para la selección de estos factores de regularidad para estructuras de adobe. Se recomienda que estas estructuras sean lo más regulares posibles para que estos sistemas tengan un óptimo desempeño.

La irregularidad en planta afecta a las diferentes formas de vibración de la estructura. Una estructura se considera irregular si una parte de la estructura concentra mayor masa y/o rigidez respecto de otra. La estructura del antiguo Colegio Simón Bolívar presenta serios problemas de irregularidad en planta por lo que es recomendable la división de esta estructura en bloques regulares mediante la creación de juntas estructurales.

El material del que están compuestas la mayoría de las estructuras patrimoniales es tierra amasada, tapia, bahareque y adobe. Estos materiales a lo largo de la historia han desarrollado diferentes técnicas de construcción que varían conforme la época. Estas técnicas hacen difícil estimar la capacidad real de estos materiales sin realizar los ensayos correspondientes (son muy complejos de realizar porque difícilmente se logra conseguir muestras inalteradas sin comprometer la integridad de la estructura). En el caso de la estructura del colegio Simón Bolívar se pudo verificar con el poco muestreo disponible que muchos muros de un mismo sector tenían bloques elaborados con diferentes técnicas y de épocas diferentes. Todo esto representa una importante limitación que finalmente incurre en estimar capacidades de materiales sumamente bajas para solventar la incertidumbre existente. De acuerdo con las diferentes investigaciones citadas se consideró como esfuerzos permisibles a corte para el muro de adobe de 2.5 Ton/m²; valor que es comparable y utilizado comúnmente para sistemas de muros de mampostería.

Se tiene como suposición que los elementos estructurales elaborados con tierra no incurrirán en el rango no lineal porque son sistemas estructurales frágiles que no tienen la capacidad de absorber energía por medio de desplazamientos o daño estructural. Además, el procedimiento propuesto en este trabajo es limitado ya que no contempla el hecho de que la estructura sufre un daño gradual debido a las acciones cíclicas de los sismos. En un evento sísmico real existen cargas reversibles y los elementos con mayor vulnerabilidad irán progresivamente agrietándose y degradándose.

Otra limitante para tener en cuenta es el uso del factor de reducción de respuesta estructural (R) ya que supone un comportamiento dúctil para la estructura, pero al tratarse de un sistema elaborado en tierra se tendrá poca o casi nula ductilidad por lo que se propone asumir ($R=1.0$). Esto significa que no habrá reducción del sismo de diseño, sino que la

estructura debe ser diseñada para absorber la demanda sísmica completa. Se asume esta condición con la aclaración de que este caso no es real ya que los muros trabajaran linealmente hasta colapsar a corte. Después de lo cual deberían dejar de aportar a la rigidez del sistema ya que los elementos van fallando gradualmente. Esta propuesta tiene como limitante más relevante la incapacidad de considerar el colapso progresivo de la estructura.

El valor de $R=1$ es válido siempre y cuando la estructura se comporte linealmente sin fallar ante el sismo de diseño. Por el contrario, las estructuras de adobe ante un sismo real van a fallar por corte o por volteo, pero estos mecanismos de falla no pueden ser modelados en SAP 2000 v.15. Sin embargo, la validez del factor de reducción $R=1$ para estructuras de mampostería puede ser estimada mediante el mecanismo de volteo de un cuerpo rígido. Si la resistencia a corte del adobe no es superada y si la fuerza de volteo no es superada por la demanda sísmica se puede asegurar que el muro de adobe trabaja linealmente ($R=1$). En realidad, el factor R es una deficiencia intrínseca del método basado en fuerzas para cualquier tipología, ya que no se tiene control de la ductilidad de desplazamiento que va a tener una estructura.

Comparando los valores de coeficientes de corte basal obtenidos de las normas citadas se evidencia la gran diferencia entre ellos, por una parte, resulta dudoso considerar valores tan bajos como los que resultan del uso de las normas extranjeras cercanos al 30% ($C_v=0.30$). Por otra parte, resulta hasta cierto punto ilógico tener valores superiores a 1.00 ($C_v=1.20$) como porcentaje de carga sísmica reactiva para el caso de la norma local. Finalmente, la discusión puede recaer sobre el uso del factor de reducción de respuesta estructural (R) cuyo valor mínimo para estructuras de ductilidad limitada debería considerarse cercano a ($R=2.00$), generando coeficientes de corte basal inferiores a 1.00. Futuras investigaciones deben enfocarse a la determinación de R para estructuras patrimoniales de adobe.

Como resultado de este análisis respecto al mallado inicial por medio de elementos finitos con la ayuda de programas comerciales como SAP2000 y otros similares se obtuvo que el parámetro más significativo es la relación del ancho del elemento finito respecto a la longitud principal del elemento estructural (a/L); este parámetro debe oscilar entre valores de 0.13 a 0.25 o considerando el número de divisiones que se realiza a lo largo de la longitud principal del elemento estructural (L); se observa que el número de divisiones recomendado está entre 6 y 8 partes.

También se presenta la proporción vertical del elemento finito (a/h) cuyos valores recomendados van de 0.5 a 2.0. Todo esto con la finalidad de proponer un mallado inicial adecuado que garantice porcentajes de error mínimos para un análisis en base a esfuerzos y desplazamientos.

Con las alternativas tomadas para el reforzamiento se cumple con la filosofía de diseño sismo resistente a nivel de modelo. Es decir que la estructura sea capaz de resistir sismos de baja intensidad (Sismos Leves) sin sufrir daños, sismos moderados con daños reparables y sismos de mayor intensidad (Sismos Severos) sin provocar colapso.

Referente al reforzamiento en la práctica se debe considerar las siguientes observaciones; la presencia de incompatibilidad entre materiales como hormigón y adobe como en el caso de la viga cabeza de muro (hecha de hormigón) que actualmente está colocada sobre el muro de adobe. Además, el mejoramiento del material de forma localizada puede trasladar la vulnerabilidad hacia sectores que no hayan sido intervenidos adecuadamente. Finalmente, el uso de enchapes en unos sectores y en otros no para minimizar la intervención de la estructura no es recomendable ya que se generarían zonas de diferente capacidad. Se debe intervenir en todos los muros o en su defecto generar juntas de construcción que simplifiquen el comportamiento de la estructura.

Actualmente no existe en nuestro país normativas de construcción para estructuras de adobe y peor aún sobre evaluación y reforzamiento de estas por lo que el presente estudio empleó normas de países vecinos con gran experiencia en el tema de edificaciones patrimoniales elaboradas con tierra, como Perú, Colombia, Chile y México. Se nota que es necesario investigar sobre esta línea ya que el empleo de las normas ecuatorianas NEC-SE-DS o NEC-SE-Vivienda, en comparación con las normas citadas, incurre en coeficientes de corte basal que pueden resultar exagerados.

Resulta de gran interés encaminar futuros estudios para estructuras de este tipo con la finalidad de establecer lineamientos específicos sobre su evaluación y reforzamiento. Además, en investigaciones futuras se debe establecer recomendaciones y detalles constructivos para la construcción o reparación de estructuras de adobe o materiales similares. A la vez se hace énfasis en recordar que el material del que se constituye la estructura estudiada es abundante y sumamente económico lo cual puede solucionar el tema de viviendas de interés social.

REFERENCIAS

- Aguilar, J., Gonzalez, R., & Gómez, M. (2014). Análisis de vulnerabilidad de estructuras de adobe en Chiapas y alternativas para su reparación. *Research Gate*.
- Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (AIS). (1997). Manual para la Rehabilitación de Viviendas Construidas en Adobe y Tapia Pisada. *FOREC*, 1-90. Obtenido de <http://www.asosismica.org>
- Blondet, M., García, G. V., & Brzev, S. (Abril de 2003). Construcciones de Adobe Resistentes a los Terremotos. *Enciclopedia Mundial de la Vivienda*, 5-23. Obtenido de www.world-housing.net
- Bonilla, D., Merino, G., & Sosa, D. (2017). Study of Bamboo Physical Properties and its Application as Reinforcement in Adobe Structures. *International Review of Civil Engineering (I.R.E.C.E.)*, 8(4), 160-166. 10.15866/irece.v8i4.12380
- Casanovas, X., & Díaz, C. (2007). *Arquitectura Tradicional Mediterránea - Rehabilitación*. Barcelona, España: RehabiMed.

Instituto Nacional de Cultura y Patrimonio. (2014). Executive Summary State of Conservation of the City of Quito. *World Heritage 38 COM*. Retrieved from https://es.wikipedia.org/wiki/Quito#cite_note-state-11

JUNAC. (1984). *Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino- Junta del Acuerdo de Cartagena*. Lima, Perú.

Kowalsky, Mervyn. "Analysis and Design of Masonry Structures". North Carolina State University. Raleigh, NC. 19 abr. 2018.

López, F. S. (2013). La construcción tradicional en Ambato - Ecuador, a finales del siglo XIX y principios del XX. La piedra Pishilata. *Actas del Octavo Congreso Nacional de Historia de la Construcción*. Madrid, 573-580. Obtenido de http://oa.upm.es/21373/1/Doc_Archivo_Digital_UPM_web.pdf

Norma Chilena. (2013). Estructuras - Intervención de Construcciones Patrimoniales de Tierra Cruda - Requisitos del Proyecto Estructural. *NCh3332:2013*, 1-17.

Norma Ecuatoriana de la Construcción. (Diciembre de 2014). Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente. *NEC-SE-DS*.

Norma Peruana. (Mayo de 2006). Norma E.080. *El Peruano*, 310-316.

Novillo, H. (2012). *ONU-Restauración (Bloque Antiguo)*. Quito: A. Herberto Novillo R.

Paulay, T., & Priestley, M. N. (1992). Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings.

Sánchez, M. I. (2013). Vulnerabilidad sísmica de construcciones patrimoniales históricas de mampostería en Chile: Aplicación a los torreones españoles de Valdivia. (Tesis de pregrado), Universidad Austral de Chile. Obtenido de <http://cybertesis.uach.cl/tesis/uach/2014/bmfcp659p/doc/bmfcp659p.pdf>

Structures, C. C. (2015). *Analysis Reference Manual SAP 2000 v.2015*. Berkeley, California: USA: Computers and Structures.

BIOGRAFÍAS



Juan Pablo Chacón Sánchez

Consultor independiente en Ingeniería Civil, con experiencia de más de 15 años. Es ingeniero civil de profesión y con una maestría en Ingeniería Estructural por la Escuela Politécnica Nacional. Su área de investigación se enfoca en análisis de estructuras

con hormigón armado.

ORCID: <https://orcid.org/0000-0003-4656-1412>



Betzabeth Suquillo Ronquillo

Desde 2018 es docente en el área de Estructuras de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica en la Universidad Técnica de Ambato. Estudiante de Doctorado en Ingeniería Civil en la Universidad de Chile. Obtuvo una maestría en Ingeniería en Ciencias mención Ingeniería Estructural, Sísmica y Geotecnia con el reconocimiento

de Distinción Máxima por la Universidad de Chile. Ingeniera Civil mención Estructuras graduada en la Escuela Politécnica Nacional (2014). Sus áreas de investigación están relacionadas al Análisis No Lineal con la metodología Diseño Basado en Desempeño, Control de Fisuración y Análisis de Peligro Sísmico. Identificador digital ORCID: <https://orcid.org/0000-0002-1837-0646>



Diego Sosa

Ingeniero Civil de la Universidad de las Fuerzas Armadas-ESPE (2011). Máster en Estructuras de la Escuela Politécnica Nacional (2014). Profesor Auxiliar a tiempo completo en la Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental de la Escuela Politécnica Nacional desde 2014. Actualmente es Candidato a

PH.D. en Ingeniería Mecánica y Estructural con especialización en Diseño Sísmico en la Universidad Estatal de Carolina de Norte. Sus áreas de investigación son el diseño sísmico basado en desplazamientos y la modelación no lineal de estructuras.

ORCID: <https://orcid.org/0000-0002-5008-8640>



Carlos Celi

Posee una maestría en Ingeniería Estructural mención SUMA CUM LAUDE de la Escuela Politécnica Nacional, posee más de 13 años de experiencia. Actualmente trabaja en el Departamento de Ingeniería Civil, de la PUCE. Su campo de investigación principal es la modelación matemática no lineal, generando varias publicaciones

científicas internacionales al respecto. Entre sus proyectos actuales destacan: 'Aplicación de redes neuronales artificiales (ANN) en la estimación de la fragilidad local en elementos de longitud cero', 'Generación de acelerogramas sintéticos con base en teoría del Caos y wavelets', Participa en el PRY. Training and Communication for Earthquake Risk Assessment - GEM'.

ORCID: <https://orcid.org/0000-0002-6061-3082>