

## EVALUACIÓN DE SOLICITACIONES POR ELEMENTOS FINITOS APLICADA A MEDIOS CONTINUOS

**Hugo O. Reinert y Javier A. Duarte**

*Departamento de Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional de Misiones, Juan  
Manuel de Rosas N°325, CP: 3360, Oberá, Misiones, Argentina, reinert@fio.unam.edu.ar*

**Palabras Clave:** Elementos finitos, Solicitaciones, Medios Continuos.

### **Resumen.**

El análisis estructural para el cálculo de solicitaciones en elementos de Hormigón Armado, atraviesa por una etapa de transición metodológica en la actualidad y desde hace varios años, dada la disponibilidad de herramientas computacionales que permiten abordar los problemas de ingeniería estructural con mayor complejidad en su análisis, en contrapunto con la necesidad académica de iniciar al estudiante en los primeros pasos del diseño estructural. En estos primeros pasos el análisis se enfoca desde una estructura considerada como un conjunto de planos resistentes que no interactúan entre sí, con lo cual el efecto de redistribución de esfuerzos brindado por la hiperestaticidad espacial que presentan este tipo de estructuras, se pierde en cierta manera con este tipo de simplificaciones.

Por otra parte existen elementos no formalizados en el contexto estructural, como ser los diafragmas conformados por las mamposterías, que en la realidad de la situación interactúan con la estructura, mas en el análisis estructural por planos son considerados como sistemas de cargas externas, con lo cual otro aporte de hiperestaticidad al conjunto se ve omitido de esta manera. El punto es que el avance logrado con la tecnología de análisis estructural por simulación numérica debe considerar aplicaciones que contemplen estos factores, a efectos de establecer el orden de magnitud de las discrepancias que potencialmente existen entre ambas metodologías de análisis.

El objetivo del presente trabajo es evaluar y establecer comparativas conceptuales entre las metodologías de análisis planteadas, a efectos de elaborar conclusiones al respecto que aporten nuevos enfoques en cuanto a criterios de diseño estructural, o refuercen los ya establecidos para los algoritmos matemáticos vigentes en el contexto de resolución de problemas de ingeniería estructural.

## 1 INTRODUCCIÓN

El análisis de estructuras permite generar abstracciones matemáticas que describen el traslado de un sistema de cargas desde un punto a otro en el espacio. En este contexto cuando se analiza el movimiento de una partícula, debemos describir a la misma según sus grados de libertad, es decir, los desplazamientos y rotaciones posibles y compatibles entre sí cuando se trata de medios continuos.

Algunos autores (Calavera Ruiz, 2000) sostienen la necesidad de aportar a la formación estructural diferentes tecnologías y herramientas, sin que por ello se reemplacen a unas por otras. Ciertamente es también que los procedimientos de cálculo manual más completos necesitan el apoyo computacional para que sean expeditivos y eficientes en cuanto a plazos de trabajo.

En el análisis clásico surgen simplificaciones que permiten representar diferentes componentes de las construcciones en función de la magnitud de sus pesos, sin contemplar su actuar como medio continuo con posibilidad de transmitir cargas a través del espacio. Esta simplificación es usual en los algoritmos desarrollados para análisis plano de estructuras.

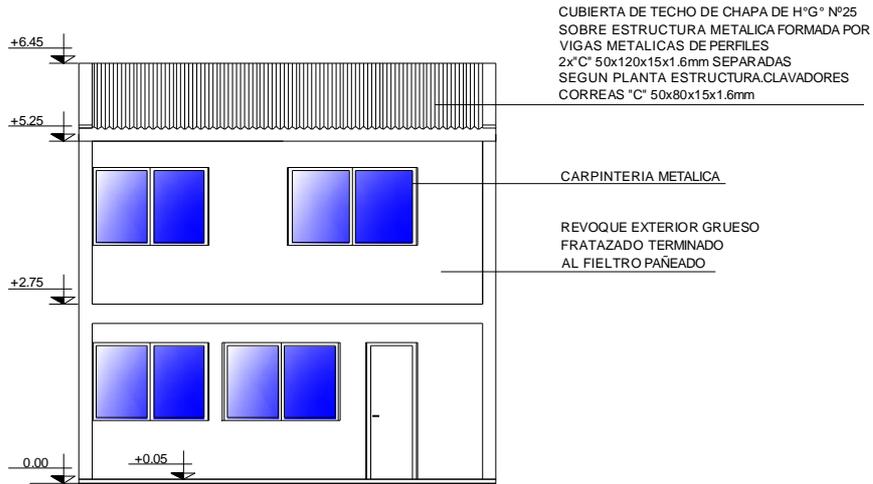
En este trabajo se propone una metodología a partir de modelos numéricos que permiten simular el comportamiento acoplado que experimenta la estructura resistente de hormigón armado, junto a los diafragmas que conforman el cerramiento en una construcción típica, dado que es de esperar que haya cambios en el tratamiento tradicional de solicitaciones, es decir, exista la posibilidad de aprovechar todos los elementos con la rigidez suficiente para transmitir cargas, dentro del esquema de diseño estructural de una determinada construcción.

El origen de esta inquietud surge de lo captado en diferentes procesos de modelación numérica efectuados en el campo del análisis estructural, de los cuales se extrae un ejemplo sencillo para poder apreciar y efectuar las diferentes comparativas entre análisis estructural de estructura independiente, o de cuerpos edilicios acoplados con elementos estructurales tradicionales.

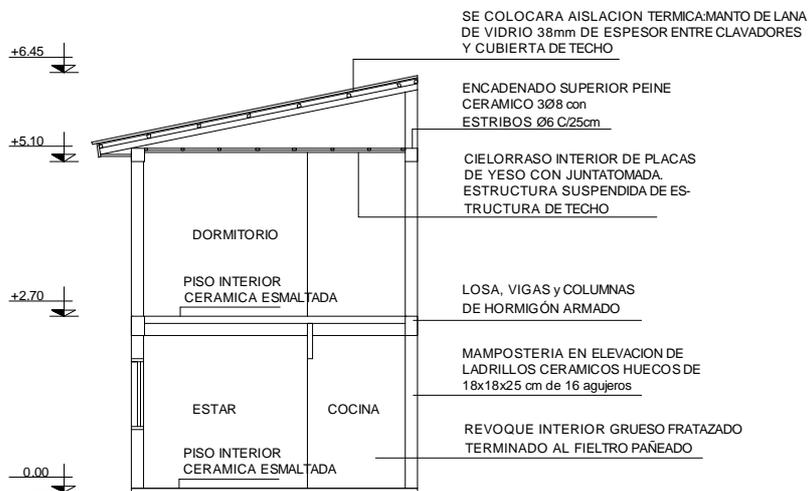
En la Figura 1 se realiza una descripción gráfica del prototipo edilicio adoptado para el análisis del presente artículo, el mismo se compone de una vivienda mono-ambiente de dos plantas, la cual acusa una superficie de 24 m<sup>2</sup> en planta, y sus cerramientos son de ladrillo cerámico hueco con relación de vacíos en su sección mayor a 60%, comúnmente conocidos como ladrillos huecos de tipo liviano no portantes, en el sentido que tradicionalmente no se admite transmisión de cargas a través de estos. El entrepiso de planta alta está diseñado en losa maciza en hormigón armado de espesor 0.12 metros de espesor, apoyada en un sistema de vigas, columnas y zapatas del mismo material. Respecto de las fundaciones se tienen dos elementos a considerar en el análisis estructural: por un lado las fundaciones aisladas que soportan las cargas provenientes de la planta alta, y por otro un sistema de vigas de encadenado inferior que arriostran las columnas y sirven de apoyo a los cerramientos de planta baja. Los cerramientos de planta alta están apoyados en forma directa sobre las vigas del entrepiso.

Finalmente la edificación tiene como cerramiento en su parte superior, techo de chapa de cinc apoyado sobre sistema de correas y cabios, previstos en perfil de chapa doblada en frío, sección "C" de dimensiones 120 mm x 50 mm con rigidizador de 15 mm, y espesor de 1.6 mm; de tipo simple para las correas y de tipo doble para los cabios.

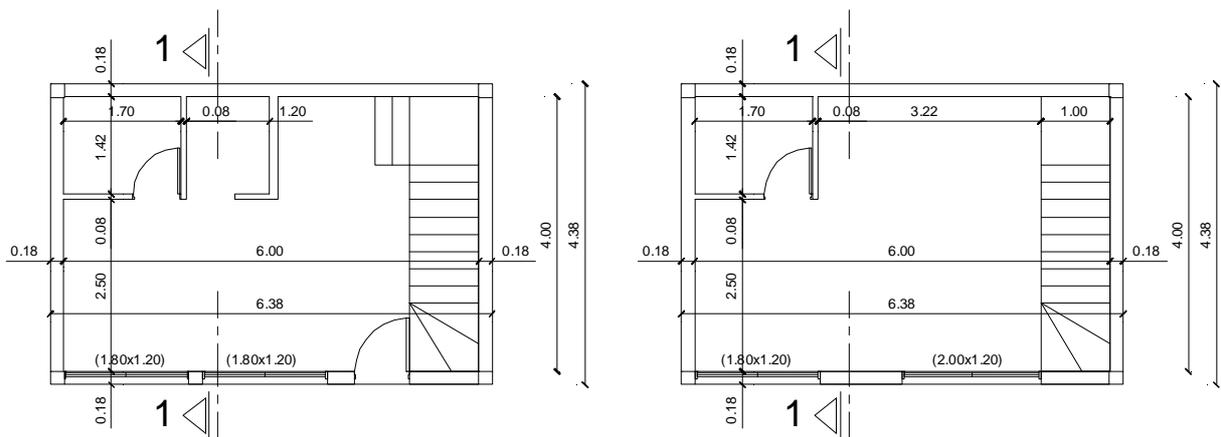
Como referencias de comparación entre metodologías, se consideran estados de carga de servicio con análisis estático lineal, proponiéndose analizar los siguientes parámetros: máximos esfuerzos en vigas y su ubicación, máximos esfuerzos en columnas y su ubicación. Dichos análisis se realiza en los niveles +0.00 y +2.70 según detalles de Figura 1.



**Fachada**



**Corte 1-1**



**Planta Baja**

**Planta Alta**

Figura 1: Plantas, vista y corte de la edificación analizada.

## 2 METODOLOGÍA

El abordaje del estudio se realiza mediante el planteo de las dos variantes propuestas, conforme las descripciones precedentes, mediante la modelación digital en software de análisis estructural SAP2000 versión V.14.1.0 (Computers and Structures, Inc., 2009), que permite el análisis del problema por el método de los elementos finitos.

### 2.1 Geometría

Como aspectos generales de conformación del modelo geométrico, se emplean:

- *Joint* (punto): para definir restricciones de grados de libertad, principio y fin de barras, esquinas de elementos área, puntos de aplicación de cargas, etc.

- *Frame* (barra): para definir elementos lineales (necesariamente requieren de dos puntos, uno de inicio y otro de fin de elemento), se emplean para la definición de los encadenados, refuerzos horizontales y verticales, entre otros.

- *Area* (área): para definir objetos (necesariamente requieren de tres o más puntos para conformarse), se emplean para la definición de los diafragmas de pared, losa de platea, etc.

Como criterio para mejorar el ajuste del método de elementos finitos, se emplea el automallado, y la refinación de malla conforme tamaño máximo definido. Tanto para los elementos barra, como para los elementos área, se definió una subdivisión de elementos a fin de establecer como tamaño máximo de elementos internos de 0.09 m, es decir la mitad del ancho de los ladrillos cerámicos empleados en la mampostería.

Respecto de la configuración geométrica de la edificación modelada, en la Figura 2 se describe el planteo estructural de referencia adoptado, donde se dan las denominaciones de los diferentes elementos estructurales considerados.

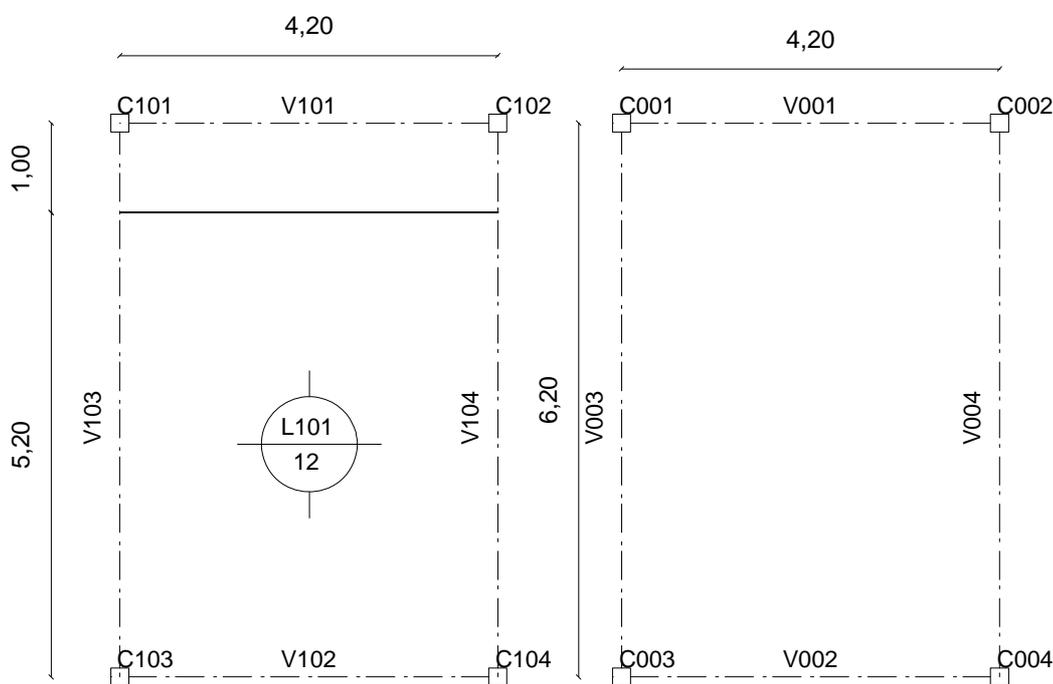


Figura 2: Planteo estructural adoptado para la edificación analizada.

## 2.2 Materiales

En el presente apartado se detallan las características mecánicas de los diferentes materiales empleados, destacándose los valores de los parámetros de referencia empleados en ambos modelos numéricos. Es así que se da una breve descripción de los siguientes materiales: suelo, hormigón armado, y mampostería de ladrillos cerámicos huecos (no portantes) revocados.

### 2.2.1 Suelo

Los parámetros geomecánicos de los suelos empleados en el presente trabajo, corresponden a ensayos realizados en los laboratorios de la Facultad de Ingeniería de la U.Na.M. En el período 2007-2012 y las muestras empleadas para los ensayos fueron obtenidas de la zona centro de la Provincia de Misiones, y corresponden a suelos residuales de coloración rojiza, siendo los mismos los de mayor desarrollo en la región.

Sobre una base de análisis de treinta muestras de diferentes sitios, con las que se realizaron los ensayos específicos, se obtuvieron los valores medios de propiedades índice y geomecánicas indicados en la Tabla 1.

Parámetros	w %	$\gamma_n$ kN/m <sup>3</sup>	$\gamma_d$ kN/m <sup>3</sup>	$e_i$ -	n %	$S_i$ %	$\phi$ °	c kN/m <sup>2</sup>	E kN/m <sup>2</sup>
Valores medios	30,9	17,1	13,2	1,19	54,0	71,6	12	75,0	18.700

Tabla 1: Valores medios de parámetros índice y geomecánicos (w: Contenido de humedad;  $\gamma_n$ : Peso unitario húmedo;  $\gamma_d$ : Peso unitario Seco;  $e_i$ : Relación de vacíos; n: Porosidad;  $S_i$ : Grado de saturación).

Atendiendo a que los valores detallados corresponden a los resultados directos de ensayos, en el caso de los parámetros que aportan a la resistencia del suelo, se han aplicado factores de reducción a fin de considerar la importante variación de los parámetros mecánicos (cohesión, fricción y módulo elástico) con el cambio o variación del contenido de humedad del suelo (De Salvo, 1990).

En consecuencia, los valores de referencia asumidos para las modelaciones de la interacción suelo-estructura, con base en los resultados de ensayos citados y la experiencia en el ámbito profesional de la región (en especial valores de coeficiente de balasto y de Poisson) se detallan en la Tabla 2.

Parámetros	Ángulo de fricción $\phi$ (°)	Cohesión C kN/m <sup>2</sup>	Módulo de Elasticidad E kN/m <sup>2</sup>	Coefficiente de Balasto $C_b$ kN/m <sup>3</sup>	Coefficiente de Poisson $\nu$ -
Valores asumidos	10	50	15.000	20.000	0,30

Tabla 2: Parámetros geomecánicos empleados en el modelo.

En el Software el suelo se modela mediante el empleo de resortes de comportamiento elástico lineal, a través del módulo *linear springs*, donde se da el valor de la resistencia por unidad de longitud a incorporar en las vigas de encadenado de nivel 0.00, y para el caso de las cuatro columnas se indica mediante el comando *Joint springs*, en ambos casos con la opción de trabajo solo a compresión de los resortes representativos de la rigidez del suelo.

### 2.2.2 Hormigón armado

El hormigón armado empleado comúnmente en este tipo de obras se corresponde con el denominado H-20, con base en la nomenclatura reglamentaria oficial (CIRSOC 201, 2005). En el Software se definen las características del hormigón y del acero mediante el módulo *Section Designer*, del software SAP 2000 *nonlinear* versión 14.1.0.

En el mismo se define la sección, la resistencia especificada y el módulo de elasticidad. Para este hormigón se ha establecido que la descripción constitutiva del material en el campo plástico se efectúa con el modelo histerético de Takeda (Takeda *et al.*, 1974). La definición de la curva tensión-deformación sigue el modelo de Mander *et al.* (1984), que desarrolla una relación constitutiva para hormigones confinados.

La curva tensión deformación del hormigón ( $f_c - \varepsilon_c$ ) envolvente en compresión está dado por la ecuación de Popovics (1973), ver Figura 3:

$$f_c = \frac{f'_{cc} x r}{r - 1 + x^r} \quad (1)$$

Donde:

$$x = \varepsilon_c / \varepsilon_{cc} \quad (2)$$

$$r = E_c / (E_c - E_{sec}) \quad (3)$$

$$E_{sec} = f'_{cc} / \varepsilon_{cc} \quad (4)$$

En términos conceptuales, "x" representa una corrección a la deformación longitudinal del hormigón, producto de un incremento de la energía interna de deformación, la cual ocurre a partir de la presión de confinamiento proporcionada por la armadura transversal del elemento. El factor "r" proporciona la corrección en la deformación del hormigón a través de considerar el incremento de ductilidad brindado por la antes mencionada armadura transversal.

Llamando a:

$f'_c$ : Resistencia a compresión en probeta cilíndrica.

$E_c = 5000 \sqrt{f'_c}$ : Módulo de elasticidad tangente inicial, expresando  $f'_c$  en Mpa.

$\varepsilon_{c0} = -0.002$ : Deformación a la resistencia no confinada, donde el signo (-) indica compresión.

Se establecen las siguientes relaciones:

$$f'_{c0} = 0.85 f'_c \quad (5)$$

$$f'_{cc} = K_{cc} f'_{c0} \quad (6)$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{c0} (1 + R(K_{cc} - 1)) \quad (7)$$

Con  $f'_{c0}$ : resistencia *in-situ* del hormigón no confinado y  $f'_{cc}$ ,  $\varepsilon_{cc}$ : tensión y deformación a la resistencia máxima.

En la ecuación (7) es  $1 < R < 5$ : un parámetro calibrado con resultados experimentales y  $K_{cc}$  factor que depende de la presión de confinamiento  $f_{rx}$ ,  $f_{ry}$  dado por la armadura transversal.

$$\forall \quad f_r = \frac{1}{2} (f_{rx} + f_{ry}) \quad : \quad 0.40 \leq f_{rx} / f_{ry} \leq 2.50 \quad (8)$$

Resulta:

$$K_{cc} = \frac{f'_{cc}}{f'_{c0}} = 2.254 \sqrt{1 + 7.94 \frac{f_r}{f'_{c0}}} - 2 \frac{f_r}{f'_{c0}} - 1.254 \quad (9)$$

Las presiones de confinamiento se calculan con:

$$f_{rx} = \frac{A_{sx}}{s h_c} f_{yh} k_e \quad ; \quad f_{ry} = \frac{A_{sy}}{s b_c} f_{yh} k_e \quad (10)$$

Donde:

$A_{sx}$  ,  $A_{sy}$  : Áreas de la armadura transversal en la dirección x e y.

s : separación entre capas de armadura transversal.

$h_c$  ,  $b_c$  : Dimensiones del núcleo de hormigón perpendicular a las direcciones x e y respectivamente.

$f_{yh}$  : Tensión de fluencia de la armadura transversal.

$k_e$  : Factor de efectividad de confinamiento que depende de la forma y disposición de la armadura transversal.

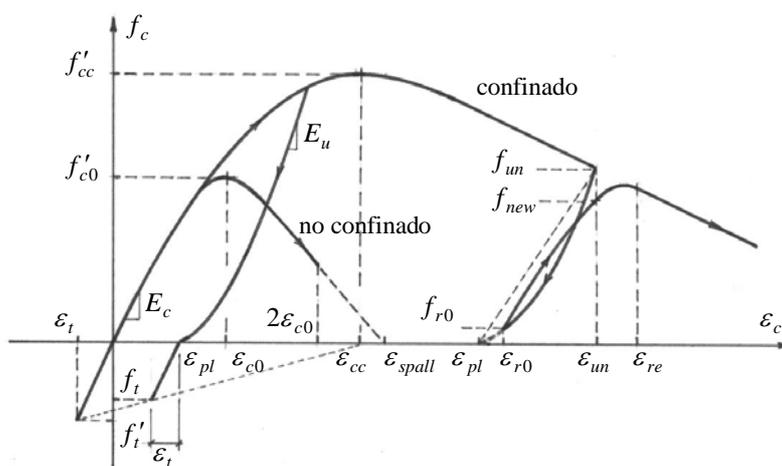


Figura 3: Relación tensión deformación del hormigón.

### 2.2.3 Acero para hormigón estructural

Para representar el comportamiento mecánico del acero, se utiliza el modelo propuesto por Park (1974), el cual discrimina tres zonas en el mismo: la primera de carácter lineal conocido "Es" como el módulo de Elasticidad longitudinal del material; la segunda zona es una meseta conocida como zócalo de fluencia, en la cual la deformación aumenta a tensión constante; la tercer zona comienza cuando el material adquiere posibilidad de incremento de tensiones a consecuencia del reordenamiento de su estructura interna, ocurrido en el segmento de fluencia, conforme se detalla en la Figura 4.

$$f_s = E_s \varepsilon_s \quad ; \quad 0 \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_y \quad (11)$$

$$f_s = f_y \quad ; \quad \varepsilon_y \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sh} \quad (12)$$

$$f_s = f_{su} + (f_y - f_{su}) \left| \frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_s}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}} \right|^p \quad ; \quad \varepsilon_{sh} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{su} \quad (13)$$

Donde: 
$$p = E_{sh} (\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}) / (f_{su} - f_y) \quad (14)$$

Siendo:

$E_s$  Módulo de elasticidad del acero ADN.

$E_{sh}$  : Módulo tangente al inicio del endurecimiento.

$f_y$  : Tensión de fluencia.

$f_{su}$  : Tensión última;

$\varepsilon_{sh}$  : Deformación al final del plafón de fluencia.

$\varepsilon_{su}$  : Deformación última a  $f_{su}$ .

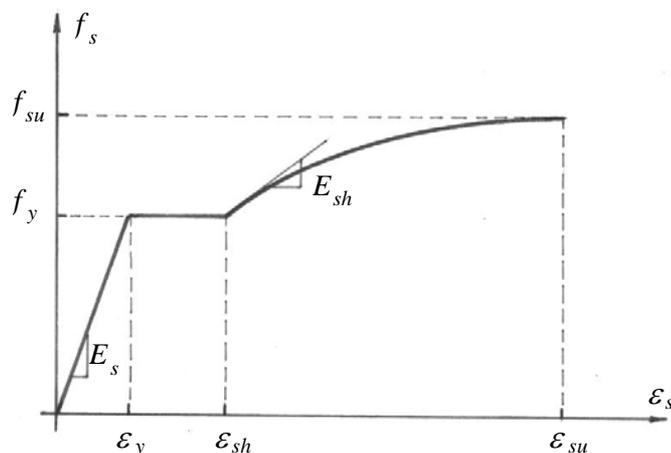


Figura 4: Modelo constitutivo para acero de hormigón estructural

#### 2.2.4 Mampostería de ladrillos cerámicos huecos (no portantes) revocados

La mampostería de ladrillo cerámico hueco (LCH) de 0,18 m x 0,18 m x 0,25 m y 9 agujeros horizontales es comúnmente considerado como no portante, mientras que los ladrillos de menores dimensiones empleados en tabiques interiores son asumidos de igual manera.

Los parámetros mecánicos empleados para los ladrillos cerámicos huecos con relación de vacíos mayor al 60% se adoptaron conforme las especificaciones y recomendaciones planteadas en el reglamento CIRSOC 501 y 501-E (2005), destacándose los siguientes parámetros:

- Modulo Elástico:  $E_m$  (Cirsoc 501) =  $850 \cdot f' \cdot m = 2112.4$  MPa. (15)
- Modulo de Corte:  $G_m$  (adoptado) =  $0.33 \cdot E_m = 707.7$  MPa. (16)
- Coeficiente de Poisson adoptado = 0.49

Respecto a la relación constitutiva, se asumió ante la falta de información expeditiva, la relación detallada en la Tabla 3, es decir comportamiento elástico lineal. Se adopta el criterio en función a las características expuestas en el material, lo cual deja para futuros trabajos una serie de cuestiones a estudiar. Es importante aclarar que en estas futuras etapas el desarrollo experimental juega un papel preponderante en siguientes simulaciones numéricas. Se pretende generar un proceso de retroalimentación entre estos ámbitos.

Como actividad reciente y de obtención de valores experimentales, se están iniciando actividades de ensayos de mampostería portante en la Facultad de Ingeniería de la U.Na.M., lo que permitirá ajustar en mejor medida las ecuaciones constitutivas en futuros trabajos.

$\varepsilon$	$\sigma$
(-)	(kN/m <sup>2</sup> )
0	0
3.00E-03	2485.2

Tabla 3: Relación tensión deformación adoptada para la mampostería.

Es importante acotar que la variación del coeficiente de Poisson afecta directamente la proporción entre módulo elástico ( $E$ ) y de corte ( $G$ ), con lo cual es de esperar para diferentes valores del coeficiente de Poisson ( $\nu$ ), distintos órdenes de magnitud de transmisión de cargas, debiendo verificar si las diferencias ameritan un estudio más profundo de este parámetro, debiéndose recurrir nuevamente al campo experimental para su ajuste. Las mencionadas experiencias se encuentran en etapa de diseño y coordinación de tareas.

## 2.2.5 Análisis de comportamiento de secciones aisladas y acopladas

Los casos de modelación planteados, se diferencian fundamentalmente por la forma de interacción de elementos componentes de la edificación, los cuales se pueden visualizar al analizar las curvas momento-curvatura de la sección de hormigón aislada, y de la sección considerando el acoplamiento entre elementos vigas de hormigón armado y diafragmas de mampostería.

En referencia a la deducción de graficas de comportamiento de secciones, se sabe que el hormigón armado se aproxima adecuadamente al plantear un mecanismo de cupla entre fuerzas de compresión y tracción, que suceden a través de su correspondiente distribución de tensiones. Cuando se incorpora a este mecanismo un diafragma de mampostería, la distancia entre resultantes de la distribución de tensiones se modifica, mas allá de la linealidad o no del estado tensional; por ello es de esperar que ocurra un comportamiento diferente en este caso.

Esto último se puede apreciar en la Figura 5 y Figura 6, en las cuales se observan graficas de momento curvatura para los dos casos planteados.

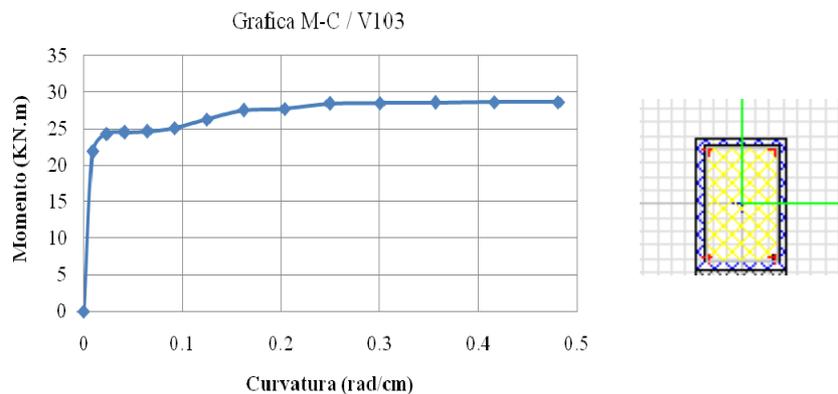


Figura 5: Gráfica Momento Curvatura sección aislada de hormigón armado.

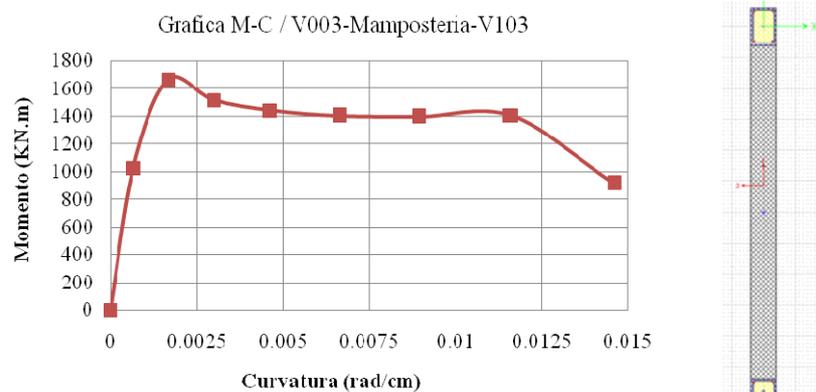


Figura 6: Gráfica Momento Curvatura sección acoplada (hormigón armado y mampostería).

## 2.3 Estados de carga

Los estados de carga considerados en la modelación responden a un análisis estático lineal con empleo de cargas de servicio, según requerimientos normales de las viviendas de este tipo. El motivo de este criterio surge de la objetividad necesaria para estudiar resultados en diferentes modelos de comportamiento. En consecuencia, se analiza:

- Peso propio: La simulación numérica permite evaluar el peso propio de los diferentes elementos componentes del modelo planteado. En particular, para el caso I, el peso propio de la estructura y cubierta de techo (al no formar parte del modelo) es incorporado como carga externa.

- Sobrecarga de uso: Se incorpora como estado de carga en los dos modelos planteados, adoptándose una carga de  $2 \text{ kN/m}^2$  aplicado en forma uniforme en toda la losa de entrepiso. No se consideró sobrecarga en la estructura de techo, siendo parte tal situación de las simplificaciones aducidas en este primer planteo del tema.

- Acción del viento: No se considera en el presente trabajo, dado que en el tipo de obra modelada, los efectos debidos al viento generan succión en la estructura de techo, y esto no afecta a nivel de consideración las sollicitaciones.

## 2.4 Modelos planteados

Los modelos planteados responden a las características que se han de detallar en cada caso, sin embargo, una simplificación común a ambos modelos es la de no considerar las paredes internas mostradas en la Figura 1. Respecto a la escalera, se incorpora como carga externa en el modelo del caso I, mientras que se modela como elemento área para el caso II. Estas simplificaciones se realizaron a fin de facilitar en análisis propuesto como objeto de estudio de este trabajo.

### 2.4.1. Caso I: Modelo simplificado (elementos barra)

Este es el modelo simplificado empleado tradicionalmente para la determinación de sollicitaciones de dimensionado y/o verificación estructural de vigas, columnas y bases de hormigón armado. En la Figura 7 se dan imágenes del modelo planteado en este caso.

El modelo evalúa por sí solo el peso propio de las vigas y columnas, los demás efectos de carga (losa, mamposterías, cubierta y estructura de techo, pisos y sobrecarga de uso en entrepiso) son modelados como carga externa, empleándose para ello cargas puntuales en nudos y distribuidas (uniformes y no uniformes) en vigas.

### 2.4.2. Caso II: Modelo acoplado (elementos barra y area)

En este modelo, se incorpora al análisis de la estructura la losa de entrepiso, la estructura y cubierta de techo, y las mamposteras mediante la incorporación de elementos de área interactuando con los elementos barra. Esto permite la interacción de las vigas y columnas de hormigón armado con los diafragmas propios de las mamposterías de cerramiento de la vivienda.

En consecuencia, el modelo evalúa por sí mismo el peso propio de los diferentes elementos componentes (piso, losa de entrepiso, mamposterías, cubierta y estructura de techo), incorporándose solamente como carga externa la sobrecarga de uso en los elementos área que conforman la losa de entrepiso. En la Figura 8 se dan imágenes del modelo planteado en este caso.

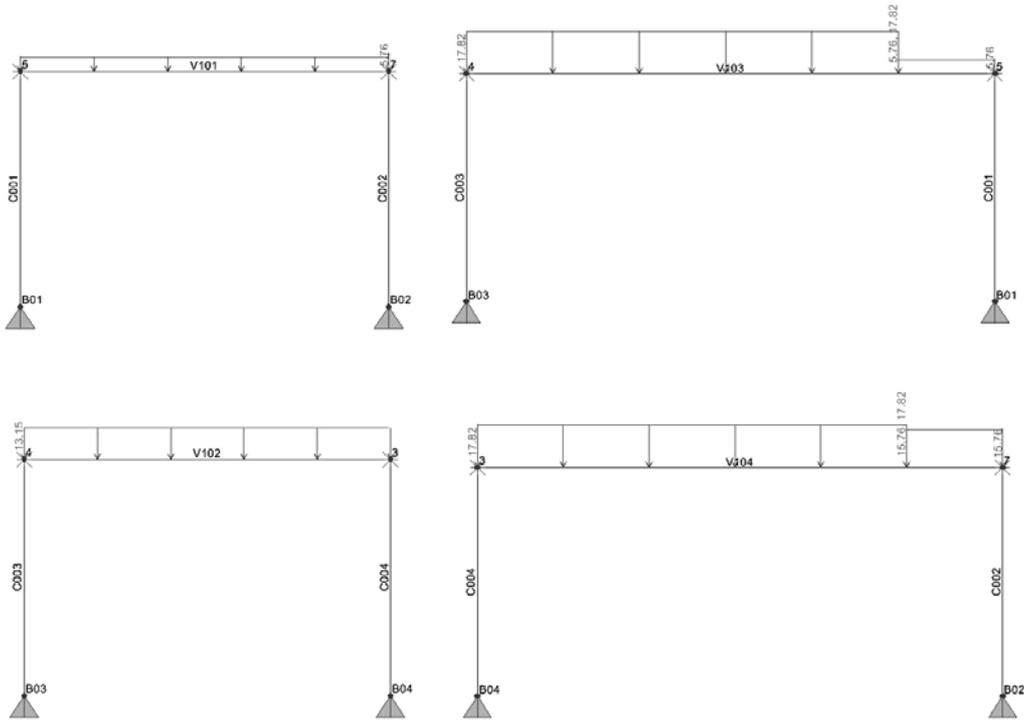


Figura 7: Modelo estructural simplificado adoptado para el caso I.

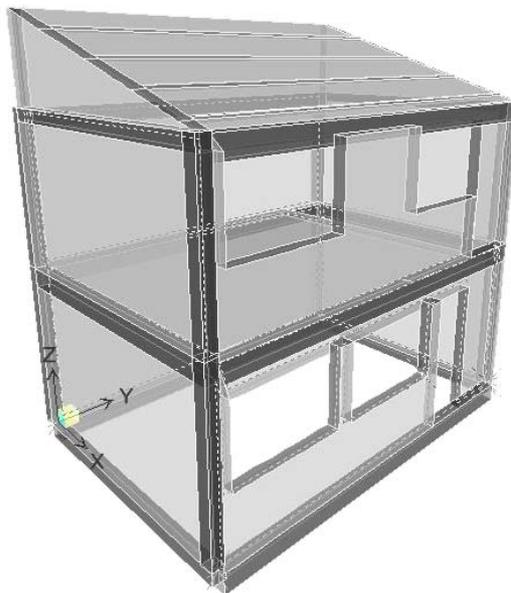


Figura 8: Modelo estructural acoplado adoptado para el caso II.

### 3 PRESENTACIÓN Y ANALISIS DE RESULTADOS

Como criterio asumido para la presentación y estudio de resultados se propone analizar esfuerzos máximos en vigas de los niveles +0.00 y +2.70, y en columnas de planta baja. Tal como se mencionara precedentemente, el estado de carga considerado es el de servicio, con análisis del peso propio de los elementos componentes, mas la sobrecarga de uso en la losa de entrepiso.

En la Figura 9 se detalla la configuración de ejes global y locales de cada elemento barra: eje 1 definido como eje axial de cada elemento, ejes 2 y 3 definidos respecto de 1 por la “regla de la mano izquierda”.

Asimismo, los elementos de área tienen su eje 3 orientado en dirección normal al plano que lo define, y los ejes 1 y 2 se definen nuevamente por “regla de la mano izquierda”.

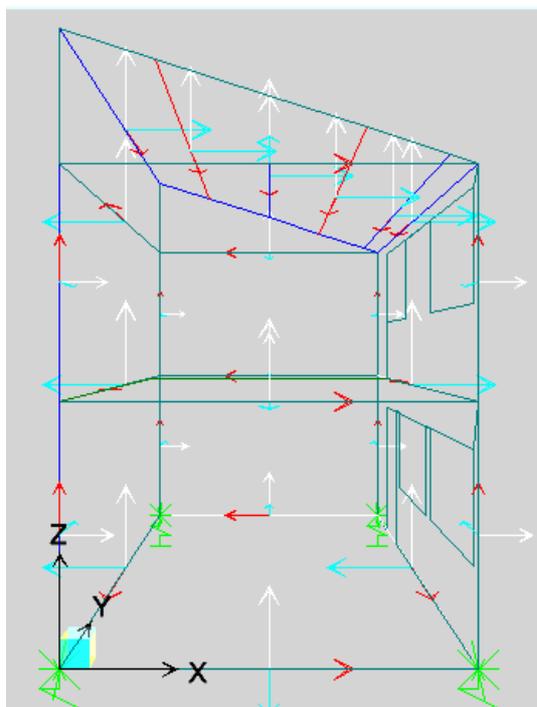


Figura 9: Definición de Sistemas de ejes coordenados global y locales.

En las Figuras 10 a 12 se expresa la variación longitudinal de cada esfuerzo en el elemento considerado, para los cuales se puede observar en primera instancia una diferencia sustancial entre los resultados arrojados por cada planteo.

Es necesario aclarar que los gráficos presentan datos en valor absoluto, dado que la esencia del presente trabajo, es mostrar que los resultados son diferentes, dejando para trabajos posteriores, un análisis más íntimo de cada elemento respecto de los esfuerzos ocurridos en cada modelo numérico.

Los resultados presentados en la Figura 10, para las columnas de planta baja de la estructura analizada, muestran variaciones de diferente índole según el tipo de esfuerzo analizado.

En el caso del esfuerzo axial, en el caso I la grafica reproduce la forma tradicionalmente esperada de un esfuerzo lineal y variable solo debido a la incorporación del peso propio de la columna, mientras que para el caso II los esfuerzos conducidos a través de ellas son considerablemente menores.

Para el esfuerzo de corte, el análisis del caso I con planteo de articulación en extremos de vigas no genera corte alguno en las columnas, mientras que en el caso II al haber un contacto continuo entre elementos produce una transferencia de esfuerzos variable en toda la columna.

Los gráficos de torsión en columnas también arrojan características similares a las del esfuerzo de corte, con valores nulos para el caso I, y variables de diferente magnitud para el caso II, siendo los valores considerablemente bajos frente a los demás esfuerzos.

En el caso de análisis a flexión, al liberar para el caso I los nodos de unión de vigas y columnas, los momentos flectores en las direcciones 2-2 y 3-3 se hacen nulos, cosa que no sucede en el caso II, donde existen valores de momento de variación no regular a lo largo de la columna, con valores máximos en extremos de la misma.

Los resultados presentados en la Figura 11, para los esfuerzos en vigas de nivel +2.70 (vigas de planta alta), muestran variaciones de diferente naturaleza conforme el tipo de esfuerzo analizado.

Para el caso I las solicitaciones a analizar son el esfuerzo de corte 2-2 y el momento flector 3-3, dado que por la forma de modelación tradicional, los demás esfuerzos no son factibles de transmitir.

Por otro lado la modelación del caso II, al no restringir esfuerzos en nudos y sumando el hecho de que las mamposterías son incorporadas como elementos componentes de la estructura, sí admiten transferencia de carga en las mismas, en todos los tipos de esfuerzo, y en diferente magnitud.

En particular el momento flector 3-3 para el caso I responde a la forma parabólica tradicional con máximo próximo al centro del tramo, mientras que para el caso II los esfuerzos son muy bajos debido a la consideración de interacción y transferencia a la mampostería.

Es importante resaltar que en el caso II, se refleja a través de la fluctuación de los resultados en los esfuerzos, la aparición de cambios en los mismos por contemplar los vacíos generados en la mampostería por las aberturas.

Finalmente en la Figura 12 se dan los esfuerzos en vigas de nivel +0.00 (vigas de planta baja), las cuales están dispuestas a nivel de piso terminado. En los mismos se observan diferencias considerables de proporción que ameritan tenerse en cuenta, ya que es una zona de la estructura que en la mayoría de los casos no es valorada con suficiente ponderación, tal es así que en el caso I las mismas no son consideradas en el modelo.

En general la presencia de aberturas otorga mayor variación en los esfuerzos con picos marcados en algunos casos que se relacionan con los bordes o transición de aberturas.

Respecto al orden de magnitud de esfuerzos, estos no resultan muy elevados, debido fundamentalmente a que el modelo considera su apoyo en medio elástico y a la colaboración que proporcionan las mamposterías.

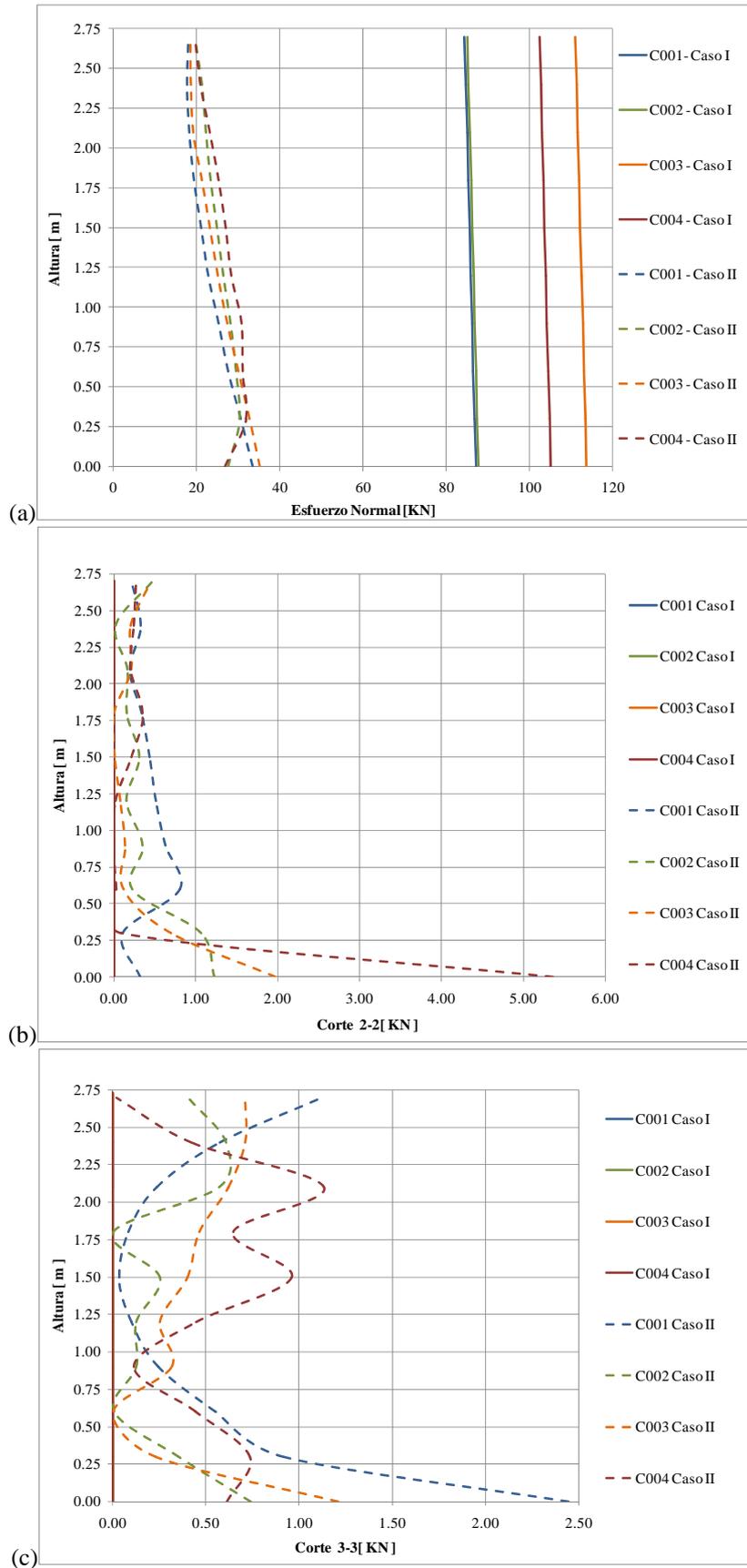


Figura 10. Solicitaciones en columnas de planta baja. Cargas de servicio (peso propio y sobrecarga de entrepiso). (a) Esfuerzos normal; (b) Esfuerzo de Corte 2-2; (c) Esfuerzo de Corte 3-3.

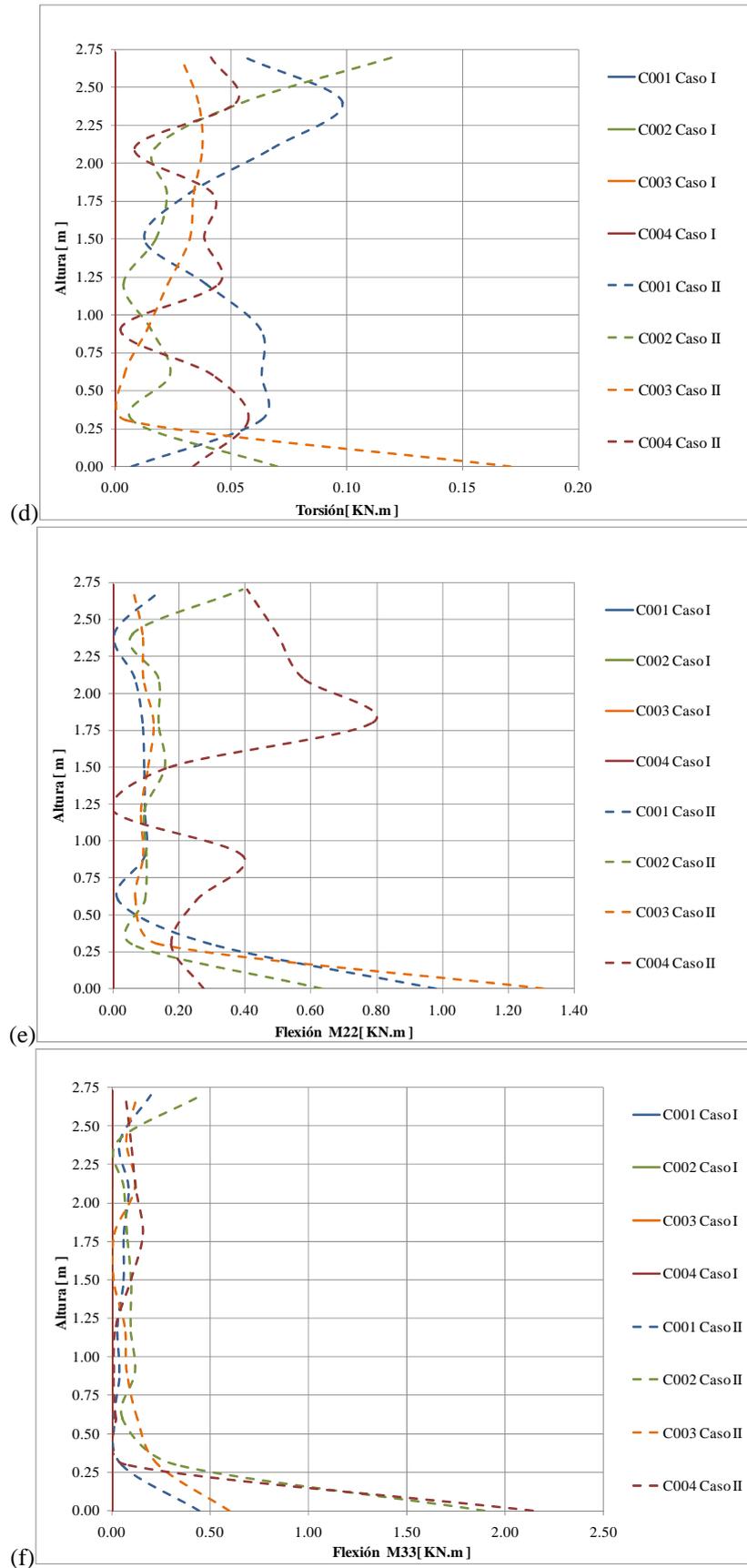


Figura 10. Solicitaciones en columnas de planta baja. Cargas de servicio (peso propio y sobrecarga de entresuelo). (d) Esfuerzos de Torsión; (e) Momento Flector 2-2; (f) Momento Flector 3-3.

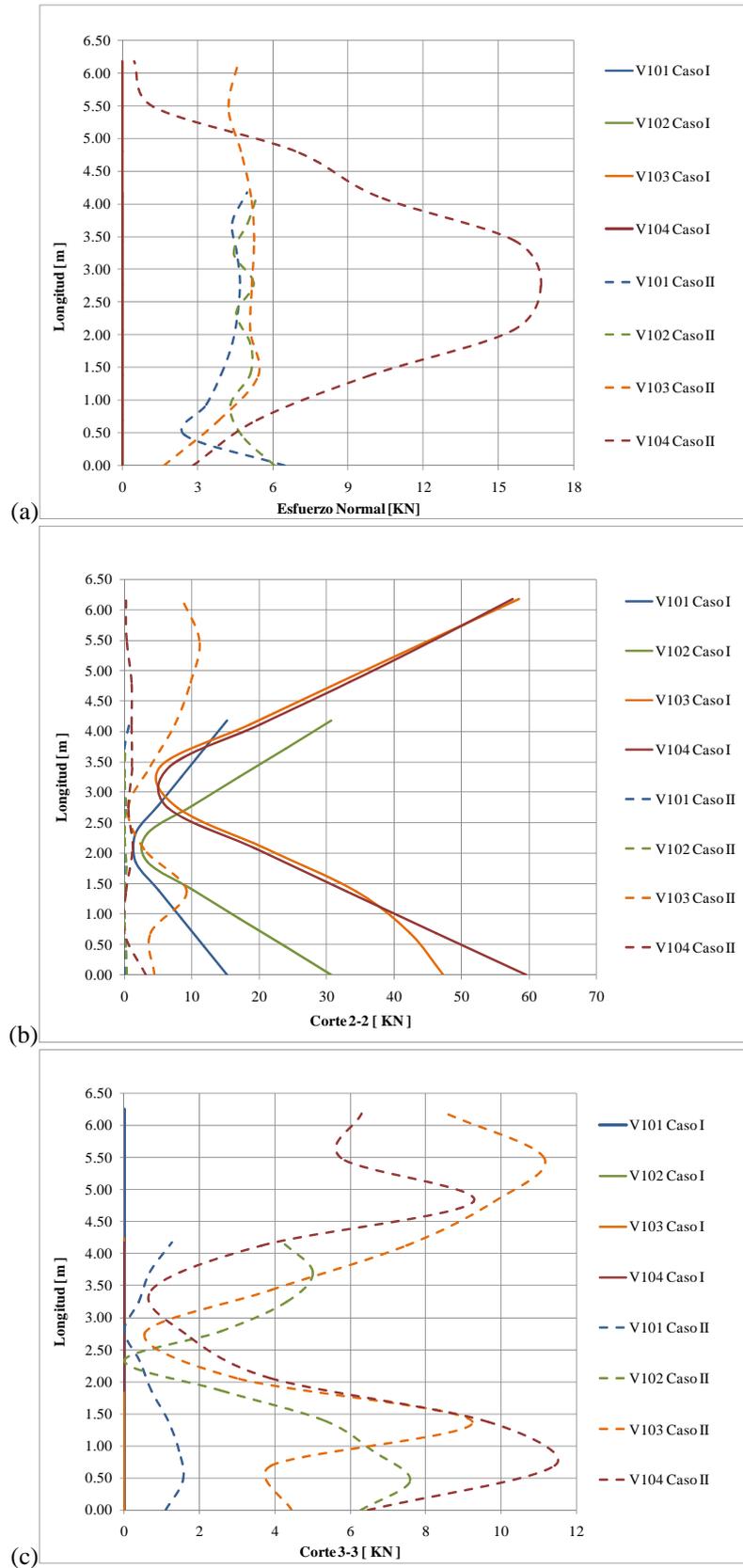


Figura 11. Solicitaciones en vigas de planta alta (nivel +2.70). Cargas de servicio (peso propio y sobrecarga de entrespiso). (a) Esfuerzos normal; (b) Esfuerzo de Corte 2-2; (c) Esfuerzo de Corte 3-3.

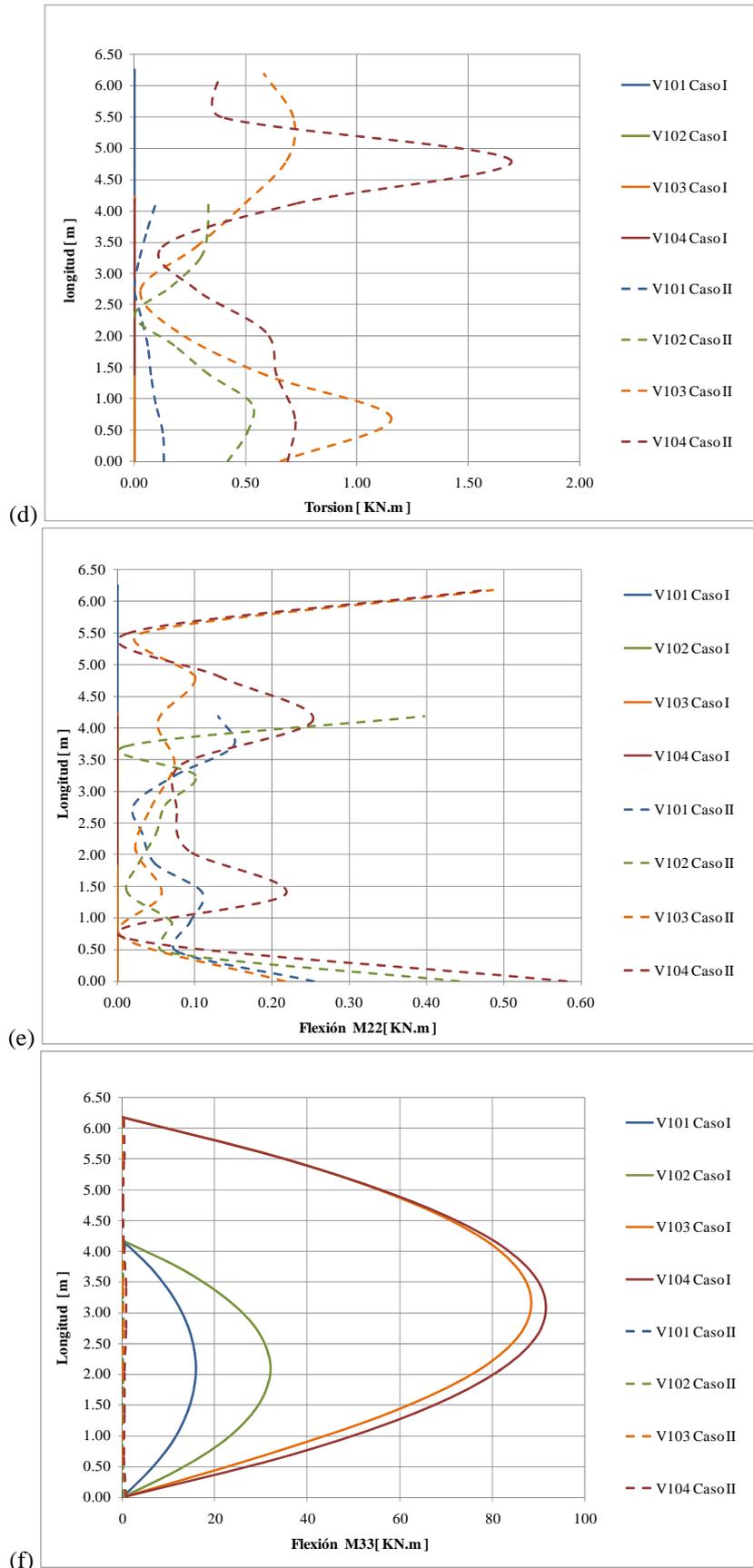


Figura 11. Solicitaciones en vigas de planta alta (nivel +2.70). Cargas de servicio (peso propio y sobrecarga de entrespiso). (d) Esfuerzos de Torsión; (e) Momento Flector 2-2; (f) Momento Flector 3-3.

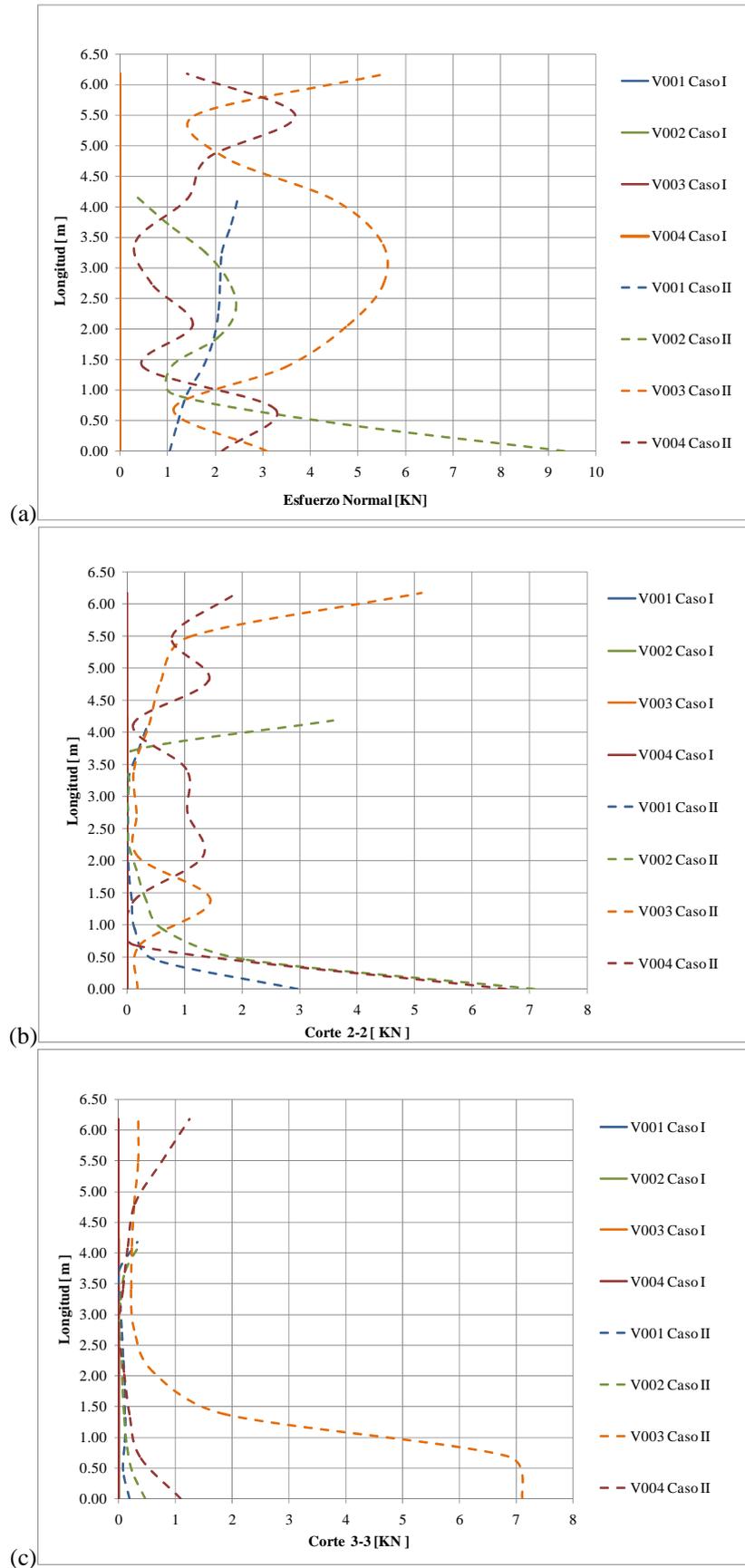


Figura 12. Solicitaciones en vigas de planta baja (nivel +0.00). Cargas de servicio (peso propio y sobrecarga de entrepiso). (a) Esfuerzos normal; (b) Esfuerzo de Corte 2-2; (c) Esfuerzo de Corte 3-3.

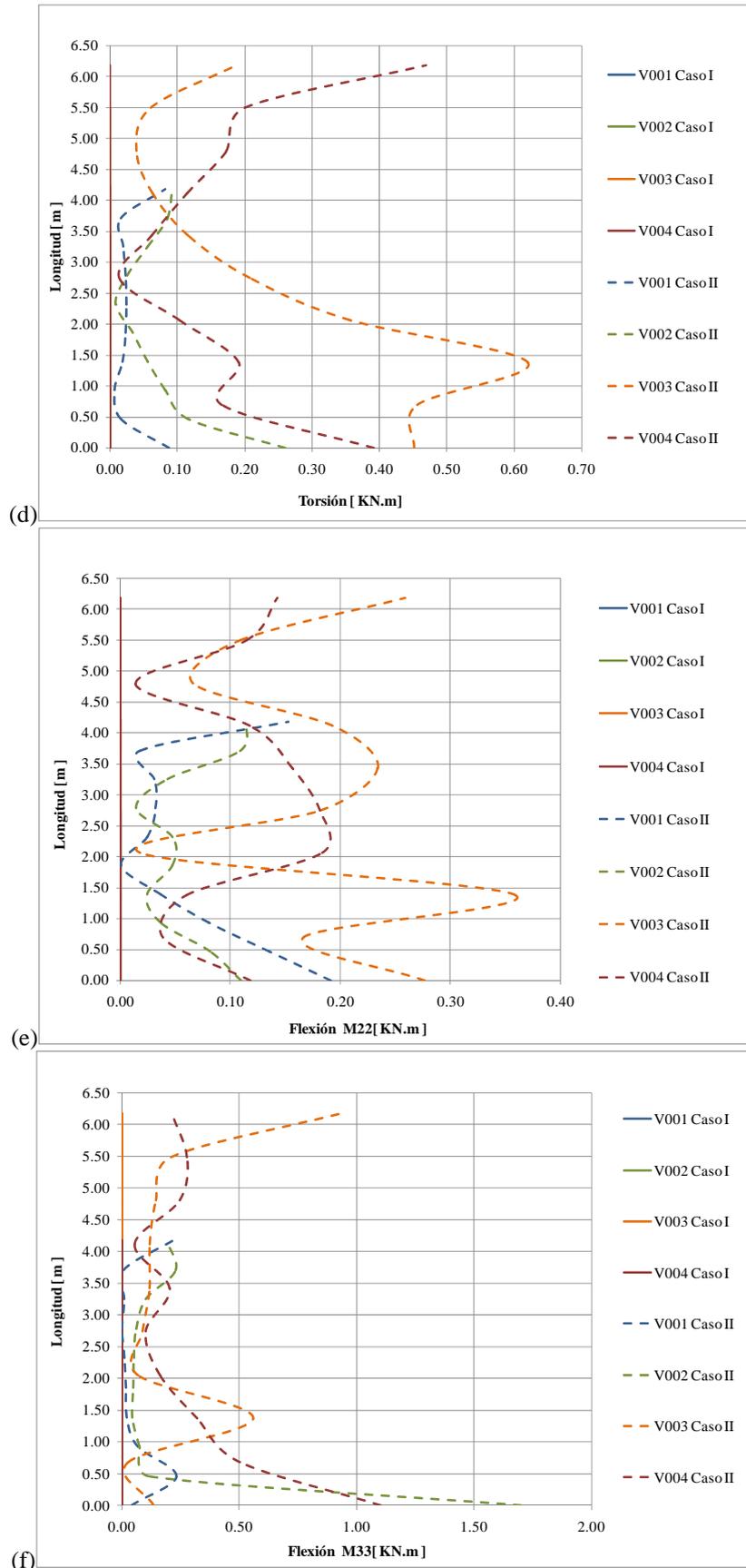


Figura 12. Solicitaciones en vigas de planta baja (nivel +0.00). Cargas de servicio (peso propio y sobrecarga de entrepiso). (d) Esfuerzos de Torsión; (e) Momento Flector 2-2; (f) Momento Flector 3-3.

## 4 CONCLUSIONES

En el presente trabajo se desarrollan comparaciones numéricas y conceptuales entre dos modelos diferentes, que permiten abordar la influencia de los mismos en los resultados obtenidos en los esfuerzos de columnas y vigas que conforman una edificación simple de un nivel de losa.

Para ello se aplica el método de los elementos finitos en el software de análisis estructural SAP2000 versión V.14.1.0.

Se plantean dos casos: Caso I: modelo simplificado de elementos barra para las vigas y las columnas, actuando todos los demás elementos constitutivos de la edificación como cargas externas (losa, mamposterías, cubierta y estructura de techo, pisos y sobrecargas de uso), empleándose para ello cargas puntuales en nudos y distribuidas (uniformes y no uniformes) en vigas; Caso II: modelo acoplado elaborado considerando no solo las vigas y columnas sino también la losa de entrepiso y las mamposterías mediante la incorporación de elementos área interactuando con los elementos barra, lo que permite la interacción de las vigas y columnas con la losa y las mamposterías de cerramiento.

Como referencias de comparación entre metodologías se analizan los esfuerzos máximos en vigas de nivel +0.00 (planta baja) y +2.70 (planta alta) y esfuerzos máximos en columnas de planta baja. En ambos casos se muestra la distribución de los esfuerzos a lo largo del elemento considerado.

El análisis de los resultados permite confirmar diferencias sustanciales en el análisis estructural de un cuerpo edilicio, al incorporar los cerramientos como elementos estructurales formales, señalándose también que las diferencias no son lineales en proporción, y que el comportamiento de elementos estructurales de hormigón armado aumenta en términos de complejidad cuando se lo considera apoyado o conectado a diafragmas de mampostería.

En particular en el caso de columnas, la modelación del caso I provoca solo esfuerzo axial en el elemento, mientras que el caso II al mantener un contacto continuo con la mampostería, transfiere además de esfuerzo axial, momento flector en la dirección 2-2, y 3-3, esfuerzo de corte en dirección 2-2 y 3-3, y aún torsión.

En el caso de las vigas, para el caso I los esfuerzos a analizar son el corte 2-2 y el momento flector 3-3, dado que por la forma de modelación tradicional, los demás esfuerzos son considerados como nulos. En el caso II, al no restringir esfuerzos en nudos y sumando el hecho de que las mamposterías son incorporadas como elementos componentes de la estructura, si admiten transferencia de carga en las mismas para todos los esfuerzos considerados, y en diferente magnitud según su posición.

Esto manifiesta la necesidad de plantear modificaciones a las hipótesis del análisis tradicional, para poder contemplar estas diferencias, que en algunos casos aportan economía al diseño, y en otros casos mayor seguridad, con una consecuente reducción de los fenómenos patológicos en las edificaciones a causa de problemas de proyecto.

Como continuidad de las investigaciones, se pretende plantear una serie de nuevos mecanismos resistentes, que permitan simular en forma manual el comportamiento de las estructuras de edificios acopladas a sus diafragmas de cerramiento.

Asimismo, y dada la relevancia de los resultados obtenidos, surge la necesidad de plantear como actividades futuras que requieren del campo experimental, la caracterización y resistencia real de las mamposterías a fin de calibrar los modelos constitutivos propios de este elemento compuesto.

Finalmente y en igual contexto, no se analiza en el presente trabajo el estado tensional de las mamposterías en el caso II, atendiendo a que la transferencia de esfuerzo se ha considerado como directa, por lo cual deberá ser objeto de futuros trabajos su análisis.

Asimismo, y en relación con el estado tensional de las mamposterías y elementos de

hormigón armado, se continuarán las tareas de investigación abordando el análisis en ambos modelos del estado de deformación, caracterizados por distorsiones angulares en diafragmas de mampostería, y verificación de flechas en elementos de hormigón.

## 5 REFERENCIAS

- Calavera Ruiz, J., Proyecto y Calculo de Estructuras de Hormigón Armado, Tomo I, *Instituto Técnico de Materiales S.A.*, Madrid, España, p. 31, 1999.
- Computers and Structures, Inc., Analysis Reference Manual, For SAP2000®, ETABS®, and SAFE®, iso#gen062708m1 Rev.1, 1995, *University Avenue Berkeley, USA*, April 2009.
- De Salvo, O. E., El Perfil de Meteorización de las Rocas Basálticas y su Importancia en la Ingeniería de Fundaciones, *Revista Técnica de las Asociaciones Paraguayas de Estructuras y Geotecnia (APE y APG)*, Ediciones y Arte SRL. Año 1, Nro 1, Octubre 1990, Asunción, Paraguay, p. 33-46, 1990.
- Mander J. B., Priestley M. J. N., Park R., Theoretical Stress Strain Model for confined concrete. *Journal of Structural Engineering*, vol. 14, nº 8, pp. 1804-1825, 1984.
- Park, R., Paulay T., Reinforced Concrete Structures, *Department of civil engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand*, Cap. 2, p. 1, 1974.
- Popovics, S., A numerical approach to the complete stress strain curves for concrete. *Cement and concrete research*, pp. 583-599, 1973.
- Reglamento CIRSOC 201, Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón, *Ministerio de Planificación Federal, Inversión Pública y Servicios*, 2005.
- Reglamento CIRSOC 501-E, Viviendas de mampostería bajo compromiso estructural, *Ministerio de Planificación Federal, Inversión Pública y Servicios*, 2005.
- Reglamento CIRSOC 501, Estructuras de mampostería, *Ministerio de Planificación Federal, Inversión Pública y Servicios*, 2005.
- Takeda, T., Sozen, M. and Nielsen, N. Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, *Journal of the Structural Division, ASCE*, Vol. 96, ST12, pp. 2557-2573, 1970.