

## **RCC DESIGN BY INTERACTION SURFACE AND MOMENT-CURVATURE DIAGRAM. GRAPHIC INTERFACE IN MATLAB.**

**Patricio Palacios**

Maestría en Estructuras. Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, [pxpalacios@espe.edu.ec](mailto:pxpalacios@espe.edu.ec)

Received: September 2019. Accepted: January 2020

### **ABSTRACT**

This investigation is based in different models to get moment-curvature diagram of several RCC where the research raises to identify a model that allow to obtain adequate results about structural performance of this RCC sections.

It is analyzed ductility variation that can be presented by adding nonlinear materials, biaxial behavior and axial load effects. In order to obtain this ductility variation, it was developed two different conditions wich consider deformation limits and damage controls for the materials.

Not structural safety affectation is the first condition, and the second is severe damage state of structural elements.

This performance conditions were evaluated for several discretization approaches of the cross section and the use of some constitutive materials existing in bibliography; including the ACI 318S proposal and Mander et al. (1988) concrete confined model. These idealizations were compared to each other, in order to determine RCC design by using a graphic interface

different ductility magnitudes and their variations when is considered axial load and biaxial bending behavior.

**Keywords:** biaxial behavior, quadrangular, curvature, interaction diagram, interaction surface.

## **INTERFAZ GRAFICA EN MATLAB PARA DISEÑO DE COLUMNAS CUADRANGULARES DE HORMIGÓN ARMADO MEDIANTE VOLUMEN DE INTERACCIÓN Y DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA.**

### **RESUMEN**

El presente estudio busca un diseño basado en resistencia y desempeño de columnas de hormigón armado con secciones cuadrangulares mediante una interfaz gráfica elaborada en Matlab.

Se determinan los diagramas de interacción en el plano y una superficie de interacción en el primer cuadrante de la sección analizada, con el fin de determinar las capacidades nominales del elemento estructural.

Se analiza diferentes modelos de discretización para la obtención del diagrama momento-curvatura de secciones cuadrangulares de hormigón armado, incluida la establecida en el ASCE41-17, donde se busca establecer el modelo que permita obtener resultados adecuados en cuanto al desempeño de dichas secciones.

Para realizar el análisis que determina el desempeño de la sección, fueron planteados límites de deformación y controles de daño para los materiales, estableciendo una condición de servicio donde no se comprometa la seguridad de la estructura.

El compendio de todos los análisis realizados se resume en una interfaz gráfica elaborada en el programa Matlab, esta presenta una facilidad de ingreso de datos con el fin de obtener resultados de forma rápida y confiable.

**Palabras Claves:** comportamiento biaxial, sección cuadrangular, curvatura, diagrama de interacción, superficie de interacción,

## 1. INTRODUCCIÓN

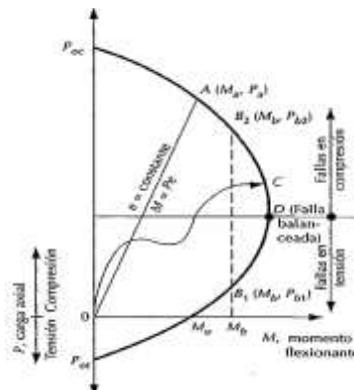
Las ecuaciones para verificar un comportamiento dúctil en cuanto a parámetros de los materiales en elementos de hormigón armado son derivadas de procesos simplificados con el propósito de obtener un análisis y diseño rápido, realizándolo con el fin de superar la deficiencia de la aplicación de los modelos esfuerzo-deformación unitaria, mismos que no son fáciles de integrar al cálculo (Karthik & Mander, 2011). Han existido varios métodos de simplificación de cálculo propuestos en las décadas recientes, el uso de estos métodos resulta en cálculos que no se aproximan al verdadero desempeño de los elementos estructurales, debido a que no permiten obtener parámetros importantes como condiciones de fisuración del concreto o ductilidad por curvatura de la sección transversal (Di Ludovico et al., 2010). Estas simplificaciones se aplican en el proceso de análisis estructural, donde es importante conocer la relación momento-curvatura de las secciones transversales de las columnas de hormigón armado, con el objeto de saber cuál es la ductilidad del elemento; además, es importante determinar la máxima capacidad a flexión del elemento analizado ante estas deformaciones, de forma que se pueda contrastar estos valores con las solicitaciones externas (Aguilar, 2003). Según Rodrigues et al. (2013), esta capacidad a flexión y la ductilidad última del elemento estructural, se reducen de forma significativa ante la presencia de los efectos flexionantes biaxiales, donde experimentaciones realizadas por Presland (1999) permitieron observar que en los resultados obtenidos con el modelo de confinamiento de Mander et al. (1988), resultaban valores que superaban hasta en un 20% la capacidad última de una sección en una gráfica momento-curvatura por la presencia de los efectos del comportamiento biaxial del elemento. Para realizar el análisis de estas variaciones de ductilidad, el proceso de cálculo que fue realizado se centró en la inclusión de los modelos de curvas constitutivas de los materiales, como el que plantea Mander et al. (1988) para el hormigón y el establecido para el

acero por Priestley (2007), aplicando estas curvas constitutivas a una columna de hormigón armado cuando es sometida a la acción de momentos biaxiales, donde fueron planteados límites de deformación y controles de daño para los materiales, estableciendo una condición de servicio donde no se comprometa la seguridad de la estructura y una condición de daño severo. Estas condiciones de desempeño se las evaluó para varias propuestas de discretización de la sección transversal y para varios materiales constitutivos existentes en el estado del arte, entre los cuales se puede mencionar la propuesta de la norma americana ACI 318S, la investigación de Presland (1999), Mander et al. (1988) y Zahn (1985); estas idealizaciones fueron comparadas entre sí, con el fin de determinar las diferentes magnitudes de ductilidad y sus variaciones al incorporar los efectos de comportamiento biaxial.

## 2. MARCO TEÓRICO/METODOLOGÍA

### 2.1. Diagramas de interacción

El diagrama de interacción posee varios puntos importantes donde se encuentra estados tensionales importantes para la consideración de los escenarios de falla; estos puntos son denominados puntos notables del diagrama de interacción, mismos que se ilustran en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** Notando que la máxima carga axial a compresión que la sección es capaz de soportar es  $P_{oc}$ , de igual forma, la máxima carga a tracción que la sección resiste sería  $P_{ot}$ , además, el máximo momento nominal, está dado por una combinación de carga axial  $P_b$  y el momento  $M_b$ , siendo la carga un valor que no es nulo.



**Figura 1** Puntos notables Diagrama de interacción. FUENTE: González (1974)

#### Estado de tensión

En este estado el acero fluye y el tipo de falla en el elemento es dúctil, es decir que antes del colapso del elemento, se pueden evidenciar grandes deflexiones y fisuras, lo que permite a los ocupantes evacuar una estructura ante una eventual acción sísmica.

### Estado balanceado

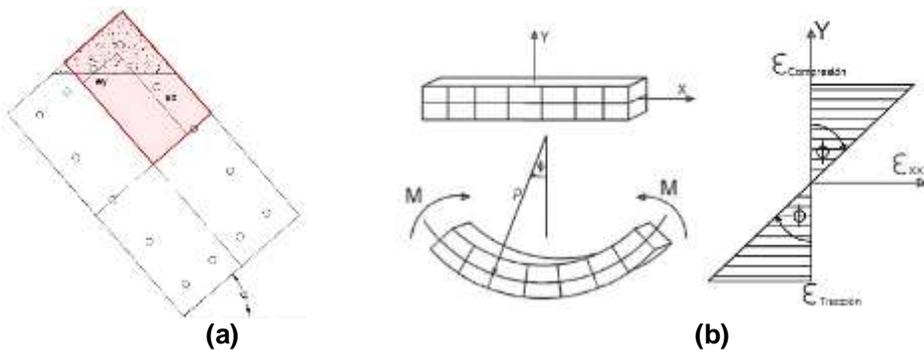
En este estado se tiene una combinación de carga axial y momento flexionante que se presentan cuando se alcanza la deformación unitaria de fluencia en el acero de refuerzo extremo y la deformación unitaria máxima en la zona extrema de compresión del concreto.

### Estado de compresión

En este estado la falla del elemento se presenta de forma frágil, es decir sin previo aviso evidenciado por deflexiones o fisuramientos progresivos, lo que la convierte en la falla más peligrosa para los ocupantes de la estructura. Se trata de evitar este estado de falla con el requerimiento mínimo de cuantía de acero longitudinal del 1%, ya que este valor reduce el flujo plástico, la contracción y provee resistencia a flexión para la columna de hormigón armado (McCormac & Brown, 2011).

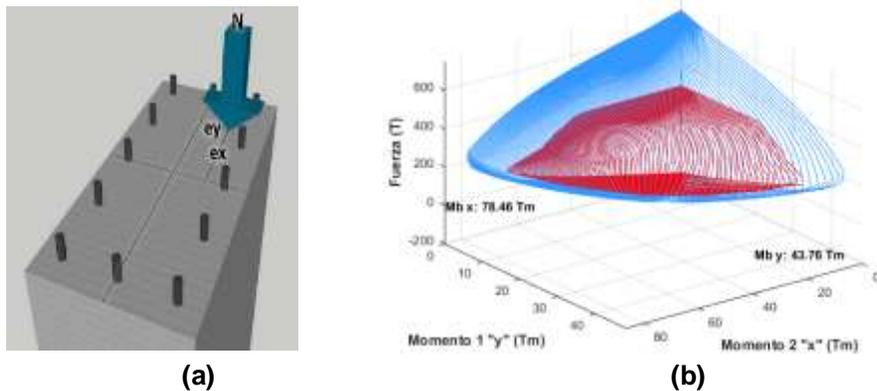
## 2.2. Comportamiento Biaxial

El proceso de cálculo para incluir los efectos biaxiales se basa en la rotación del eje neutro de la sección para encontrar las componentes de carga axial y momentos flexionante respecto a los ejes principales de la sección, como se indica en la Figura 2 (a), en estas condiciones se encuentra el equilibrio de las fuerzas en compresión y tensión, para calcular la curvatura de la sección; esta curvatura es obtenida en base al principio de Navier-Bernoulli, donde se usa la hipótesis que establece que las caras planas y paralelas se mantienen planas pero no paralelas luego de un proceso de deformación en el elemento estructural, como se indica en la Figura 2 (b).



**Figura 2** Suposiciones de diseño; a) Rotación del eje neutro de la sección; b) Principio Navier-Bernoulli. Fuente: Mora (2015)

La doble excentricidad de la carga axial analizada genera una interacción con dos momentos flectores ortogonales, como indica la Figura 3 (a); esta interacción permite obtener las capacidades nominales de la sección como se indica en la Figura 3 (b)



**Figura 3** Suposiciones de diseño; a) Aplicación de carga axial con doble excentricidad; b) Volumen de interacción

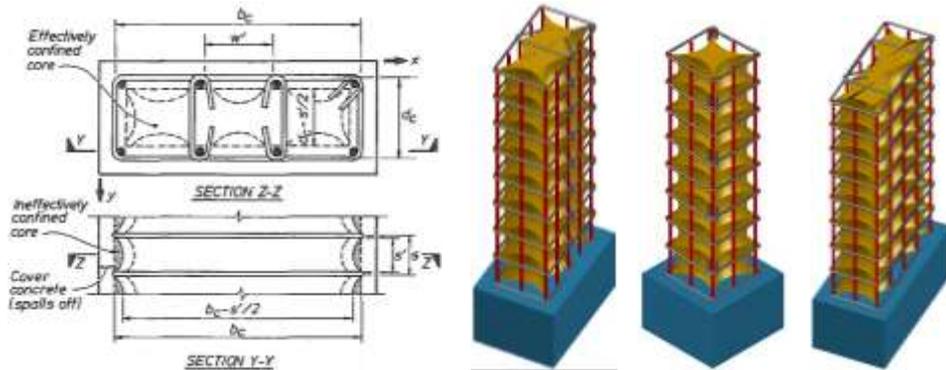
### 2.3. Modelos de constitutivas para el hormigón

Existe una extensa información sobre modelos de comportamiento de materiales en cuanto a sus curvas esfuerzo-deformación unitaria, basados en resultados de experimentación en ensayos controlados de laboratorio sobre columnas sujetas a la acción de una carga axial y momentos flexionantes (Paultre & Légeron, 2008). Paultre et al. (2008) indica que estos modelos, en su mayoría, no permiten incorporar la influencia de todos los parámetros de importancia, debido a que el ensayo de especímenes reales resulta en elevados costos y en una difícil simulación del verdadero comportamiento. Lokuge (2005) y Mohsen (2012) establecen que los modelos más relevantes de curvas esfuerzo deformación-unitaria del hormigón, se pueden dividir en tres categorías, como se indica seguidamente:

- **Modelos basados en Sargin (1971):** Wang et al. (1978), Ahmad and Shah (1982), El-Dash and Ahmad (1995), Attard and Setunge (1996), Assa et al. (2001).
- **Modelos basados en Kent & Park (1971):** Sheikh and Uzumeri (1982), Park et al. (1982), Scott et al. (1982), Samra (1990), Saatcioglu and Razvi (1992), Saatcioglu et al. (1995), Razvi and Saatcioglu (1999), Mendis et al. (2000), Shah et al. (1983).
- **Modelos basados en Popovics (1973):** Carreira and Chu (1985), Mander et al. (1988), Hsu and Hsu (1994), Cusson and Paultre (1995), Wee et al. (1996), Hoshikuma et al. (1997)

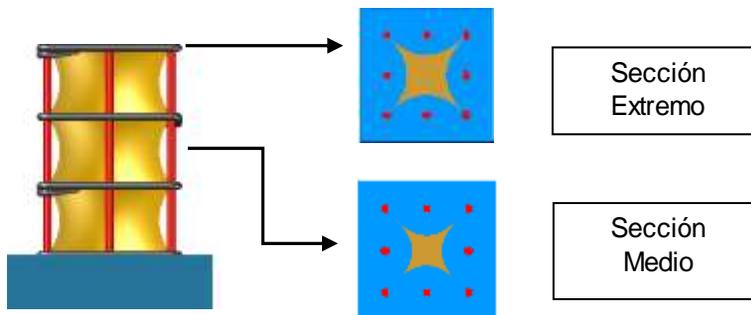
Se ha seleccionado el modelo propuesto por Mander (1988) ya que este utiliza en sus ensayos columnas de dimensiones reales para obtener una curva constitutiva del concreto no confinado y confinado mediante un coeficiente de que permite obtener esta curva, este coeficiente indica el grado de confinamiento que el hormigón puede alcanzar en la zona del núcleo confinado por la presencia del refuerzo trasversal, este está dado por la conformación de los denominados arcos de confinamiento, mismos que han sido establecidos como curvas de segundo grado con un ángulo inicial de  $45^\circ$  según Mander et al (1988); estos se forman al

encontrar una varilla de refuerzo longitudinal trabada por la acción del refuerzo transversal, como se indica en la Figura 4 (a) y la variación de refuerzo trasversal produce los confinamientos observados en la Figura 4 (b)



**Figura 4** Modelo de confinamiento para columnas de hormigón armado; a) Mander et al. (1988); b) Distribución de áreas de confinamiento

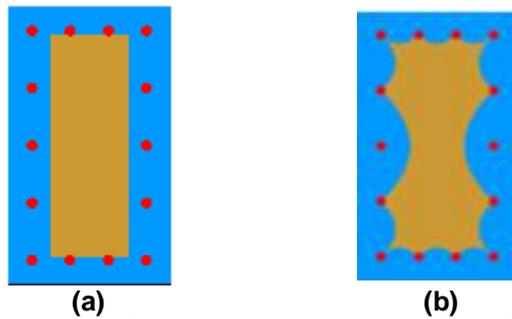
El coeficiente de confinamiento definido por Mander et al (1988) calcula el área efectiva de este medio, asumiendo que la sección crítica se encuentra en la mitad de la distancia de separación de estribos, como se indica en la Figura 5.



**Figura 5** Modelo de confinamiento para columnas de hormigón armado. Sección crítica de confinamiento.

## 2.4. Áreas equivalentes

Una equivalencia de áreas simplifica el proceso de cálculo al tener que analizar una sección cuadrangular de confinamiento, evitando el uso de las parábolas que se forman por el confinamiento según el modelo indicado por Mander et al. (1988), éstas han sido propuestas por Presland (1999), donde es necesario calcular la longitud del polígono mencionado obteniendo una solución como se indica en la Figura 6 (a), donde el área en confinamiento permite obtener resultados semejantes a los que se establece en el modelo de confinamiento basado en arcos de segundo grado, como se indica en la Figura 6 (b).



**Figura 6** Modelo de confinamiento para columnas de hormigón armado; a) Modelo de áreas equivalentes de Presland (1999); b) Modelo de confinamiento Mander et al. (1988)

## 2.5. Modelo de constitutiva para el acero

Para esta investigación se ha decidido emplear el modelo establecido Priestley (2007), mostrando que existen tres zonas reconocidas en una curva esfuerzo-deformación, según se indica:

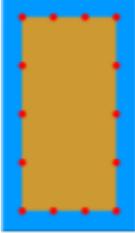
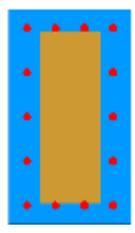
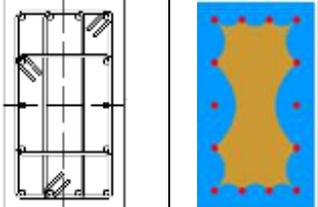
- **Zona 1:** Rango elástico, donde la Ley de Hooke se cumple existiendo una relación lineal entre el esfuerzo y la deformación unitaria, la pendiente de esta recta representa el módulo de elasticidad del acero.
- **Zona 2:** Fluencia, representa el esfuerzo constante de fluencia del acero entre las deformaciones unitarias de fluencia y la del inicio de la zona de endurecimiento.
- **Zona 3:** Endurecimiento, generalmente el comportamiento lo marca una curva de grado dos o tres, según el modelo adoptado. Esta zona no es tomada en cuenta por el modelo bilineal que plantea el ACI 318S.

## 2.6. Modelos de discretización de la sección utilizados

Los modelos utilizados para el análisis del diagrama momento-curvatura, bajo la acción del comportamiento biaxial de la columna, se detallan en la Tabla 1.

**Tabla 1.** Modelos de discretización utilizados.

Representación gráfica	Análisis
	<p><b>“Lineal”:</b> Fue utilizado el modelo del bloque de compresión de Whitney y el modelo bilineal del acero, que se establecen en el ACI 318S. Se basa en la existencia de hormigón homogéneo en toda la sección.</p>

	<p><b>“Confinado”:</b> Fue considerado que toda el área encerrada por las varillas de refuerzo longitudinal está conformada por concreto confinado, siendo el recubrimiento de la sección el hormigón que no tiene confinamiento. Se basa en una discretización de la sección, incluyendo el hormigón confinado y no confinado.</p>
	<p><b>“Áreas equivalentes”:</b> Fue considerado el modelo de confinamiento basado en áreas equivalentes planteado por Presland (1999), como simplificación del modelo donde existen los arcos de confinamiento de Mander et al. (1988). Se basa en una discretización de la sección, incluyendo el hormigón confinado y no confinado.</p>
	<p><b>“Parábolas”:</b> Fue considerado el modelo de confinamiento basado en las parábolas que se forman al encontrarse un estribo en la sección transversal, planteado por Mander et al. (1988). Se basa en una discretización de la sección, incluyendo el hormigón confinado y no confinado.</p>

## 2.7. Límites de deformación y controles de daño para diagrama momento-curvatura

El diagrama momento-curvatura fue delimitado en base a condiciones de deformación unitaria de los materiales, donde se analizó las condiciones de servicio que permitan una pronta recuperación estructural de la edificación. Los límites de deformación unitaria analizados son:

- Fluencia:** este punto se establece cuando el acero a tracción empieza a trabajar a un esfuerzo de fluencia especificado  $f_y$ , mostrando un cambio significativo en su rigidez, definiendo de esta forma su rigidez elástica.
- Límite de servicio en compresión:** Fue considerado  $\varepsilon_{co}$  como la deformación unitaria correspondiente al máximo esfuerzo a la compresión del hormigón no confinado  $f'_c$ , donde la ecuación (1) relaciona el módulo de elasticidad del concreto  $E_c$ . Esta fue establecida en base a una simplificación del modelo parabólico de la constitutiva del hormigón analizado (Sosa, 2014). Además, se ha establecido de forma conservadora una deformación unitaria de desprendimiento del concreto equivalente a  $2 * \varepsilon_{co}$ .

$$\varepsilon_{co} = \frac{2 * f'_c}{E_c} \quad (1)$$

- Límite de servicio en tensión:** los elementos estructurales que resisten cargas axiales marcan el inicio de un proceso de fisuración ante cargas sísmicas, se esperan fisuras de aproximadamente 1 mm de espesor, cuando el acero de

refuerzo alcanza una deformación unitaria  $\varepsilon_s = 0.015$ , mientras que para elementos que no resisten cargas axiales, es apropiado tomar un valor de  $\varepsilon_s = 0.010$  (Medina, 2012).

- d) Control de daño en compresión:** es considerado cuando el hormigón alcanza un límite de deformación unitaria cuando se produce la rotura del primer estribo de confinamiento, debido a que la capacidad del elemento se reduce de forma drástica al tenerse la pérdida de confinamiento en el núcleo de la sección. La ecuación (2) marca la deformación unitaria correspondiente a la primera fractura del refuerzo transversal propuesta por Priestley et al. (2007). Esta ecuación relaciona la cuantía de refuerzo transversal  $\rho_v$ , el límite de fluencia del refuerzo longitudinal  $f_{yh}$ , la deformación unitaria última del acero  $\varepsilon_{su}$  y la capacidad a compresión máxima del concreto confinado  $f'_{cc}$ .

$$\varepsilon_c = 0.004 + 1.4 * \frac{\rho_v * f_{yh} * \varepsilon_{su}}{f'_{cc}} \quad (2)$$

Esta expresión no toma en consideración el aporte energético de la deformación del refuerzo longitudinal, lo que lleva a subestimar la deformación unitaria del concreto al producirse la rotura del primer estribo debido a que, para cuantías de refuerzo longitudinal altas, la energía de deformación sería importante (León, 2015). Para el efecto, Mander et al. (1988) propuso una aproximación basada en el balance de energía para determinar la deformación unitaria del concreto en donde se produce la primera fractura del estribo, obteniendo la ecuación (3). Esta ecuación relaciona la energía de deformación disponible para el acero trasversal  $U_{sh}$ , la energía de deformación producida por el núcleo de concreto confinado  $U_{cc}$ , la energía de deformación producida por el acero de refuerzo longitudinal  $U_{sc}$  y la energía de deformación producida por el núcleo de concreto sin confinamiento  $U_{co}$ .

$$U_{sh} = U_{cc} + U_{sc} - U_{co} \quad (3)$$

- e) Control de daño en tensión:** este punto considera que el deslizamiento entre el acero de refuerzo y el concreto en la sección crítica, adicional a los cambios tensionales que se pueden producir, resultan en deformaciones más bajas que las que admite las suposiciones de diseño donde se establecen que en el estado inicial y final de las deformaciones, las secciones planas se mantienen planas; por lo que se establece de esta forma una deformación unitaria del acero de  $\varepsilon_s = 0.6\varepsilon_{su}$  según Priestley et al. (2007), donde se propone el uso de un espaciamiento de estribos que impida el deslizamiento antes descrito, como se ve en la ecuación (4) donde el valor de  $f_u/f_y$  se toma como 1.5 y  $d_b$  como el diámetro de las varillas longitudinales de refuerzo, coincidiendo esta expresión con uno de los requerimientos de espaciamiento del ACI 318S.

$$s = \left( 3 + 6 \left( \frac{f_u}{f_y} - 1 \right) d_b \right) = 6d_b \quad (4)$$

- f) Límite de deformación último:** este punto considera que la sección transversal de la sección ya no es capaz de soportar carga axial, la resistencia del concreto de la sección se ve disminuida en más del 20% de la resistencia máxima lograda

[14], generalmente esta se alcanza cuando el acero llega a una deformación de  $\varepsilon_s = 0.1$  Priestley et al. (2007).

### 3. INTERFAZ GRÁFICA

Todos los conceptos estipulados en las secciones anteriores han sido plasmados en una interfaz gráfica realizada en Matlab que permiten el fácil ingreso de datos para el usuario. Este programa ha sido denominado COLUMNDESIGN y se presentará la versión 2, como indica la Figura 7.

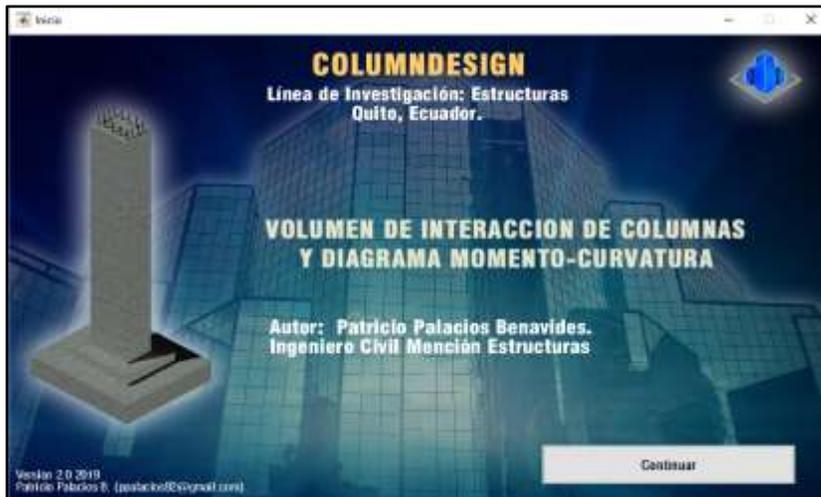


Figura 7 Interfaz gráfica de COLUMNDESIGN V2 - 2019. Ventana de presentación.

Seguidamente se indicará de forma general como usar el programa con el ingreso de un ejemplo práctico, como se muestra en la Figura 8.

SACO (cm)	48	Varrillas en base	4	f acero (kg/cm <sup>2</sup> )	5140
AL (lira) (cm)	75	Varrillas en altura	6	f <sub>y</sub> acero (kg/cm <sup>2</sup> )	4200
f <sub>c</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	210	Diámetro de varillas (mm)	20		
Rec. (cm)	0	Altura Libre de Columna (m)	2.8		
Tiempo de cálculos (seg)	2.45				

Figura 8 Interfaz gráfica de COLUMNDESIGN V2 - 2019. Ventana de ingreso de datos.

Una vez que los datos han sido ingresados, será necesario presionar el botón CALCULAR y en el momento que se presente el tiempo de cálculos y el mensaje para mostrar resultados, se puede hacer clic en MOSTRAR RESULTADOS.

La Figura 9 muestra el resumen de resultados calculados, una gráfica de la sección analizada y varias opciones para la revisión de los datos calculados.



Figura 9 Interfaz gráfica de COLUMNDESIGN V2 - 2019. Ventana de resumen de resultados.

La Figura 10 y Figura 11 muestran los resultados que refieren a los diagramas de interacción en el sentido "X" y "Y" en conjunto con las tablas de datos que pueden ser copiadas para el uso en cualquier otro software.

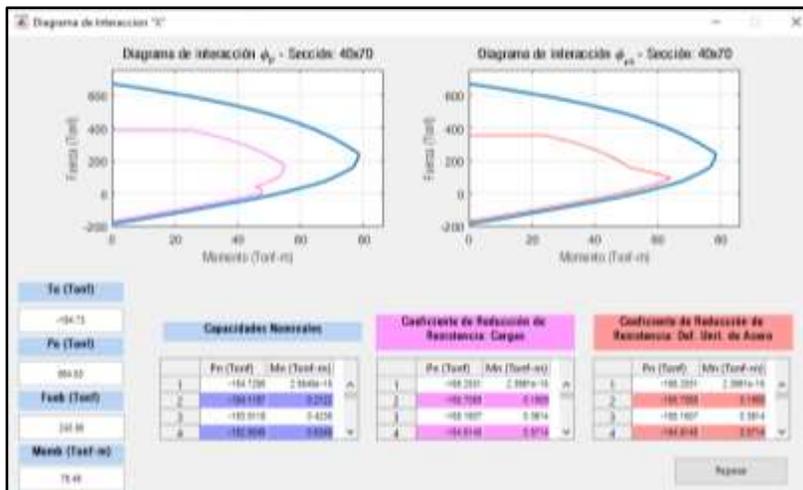


Figura 10 Interfaz gráfica de COLUMNDESIGN V2 - 2019. Diagrama de interacción dirección X.

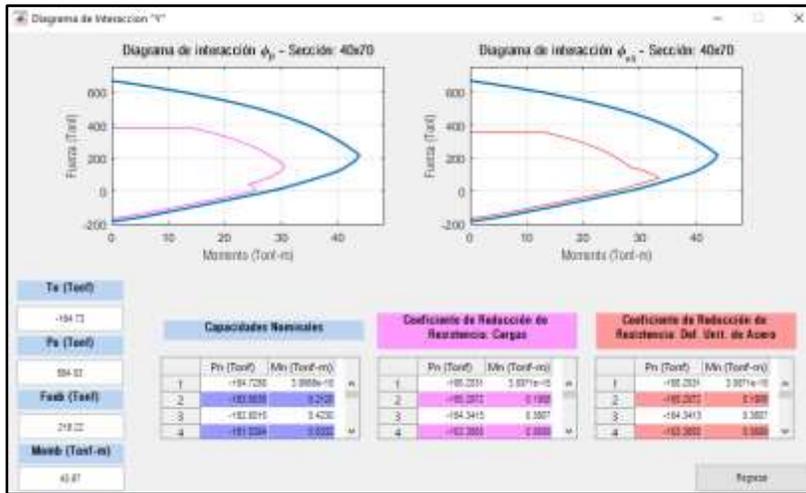


Figura 11 Interfaz gráfica de COLUMNDESIGN V2 - 2019. Diagrama de interacción dirección Y.

La Figura 12 muestra el volumen de interacción calculado en el primer cuadrante de la sección, en esta ventana se puede evaluar la interacción entre dos momentos flexionantes ortogonales y la carga axial, con el fin de verificar si estos se encuentran dentro de la zona permisible de uso por las normativas, generando un plano de falla. Las tablas de datos permiten obtener información editable sobre la superficie de interacción generada.

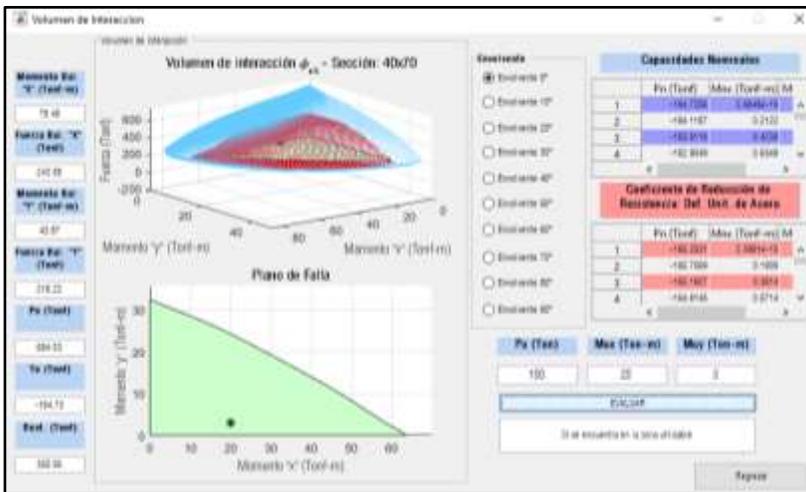


Figura 12 Interfaz gráfica de COLUMNDESIGN V2 - 2019. Volumen de interacción y plano de falla.

La Figura 13 permite obtener los resultados sobre el refuerzo trasversal requerido por el elemento estructural analizado, donde a partir de la selección del diámetro de estribo se indica la cantidad de ramales requeridos en los extremos y en la mitad, en base a los cálculos por confinamiento y por cortante más probable.

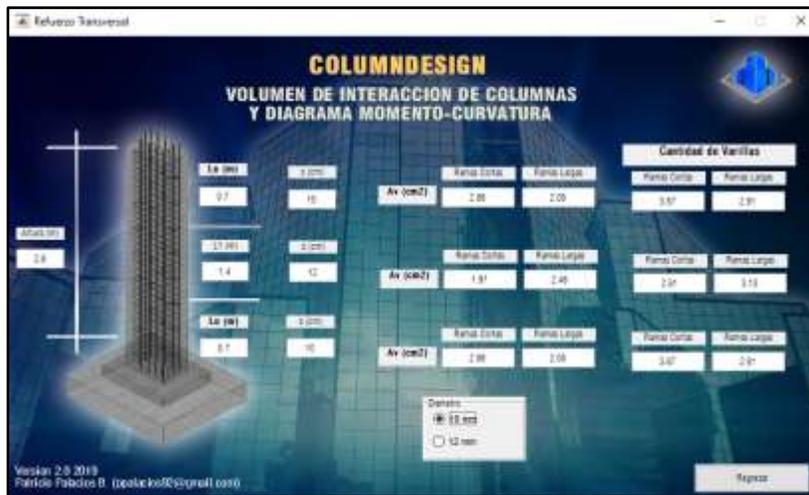


Figura 13 Interfaz gráfica de COLUMNDESIGN V2 - 2019. Refuerzo transversal.

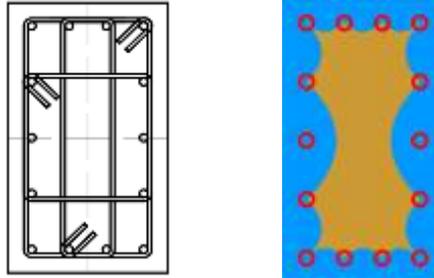
La ventana mostrada en la Figura 14 permite el ingreso de las propiedades de los materiales para trabajar con las curvas constitutivas de los materiales, es de vital importancia que estos datos se rellenen de forma adecuada con el fin de obtener resultados muy próximos a la realidad.



Figura 14 Interfaz gráfica de COLUMNDESIGN V2 - 2019. Propiedades de materiales.

En forma secuencial se deben ingresar los siguientes datos:

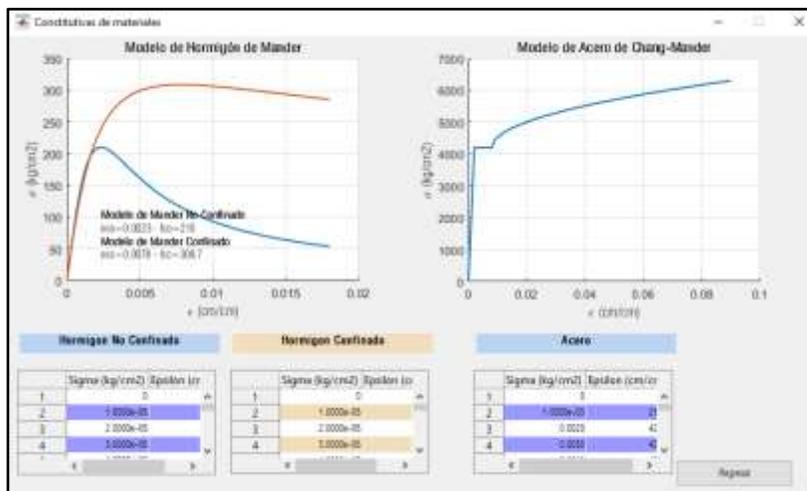
- Propiedades del hormigón, donde se indican las cantidades y distancias a los cuales se encuentran los ramales de confinamiento en la sección, por ejemplo, se puede observar este caso para una cantidad de 4 ramales en X y 4 ramales en Y, el vector de distancias será [9.33 9.33 9.33] para el sentido X y [14.5 29 14.5] para el sentido Y, considerando una distancia desde el extremo libre de la sección hasta el centro de la varilla de 6cm. Esto debido a la configuración de refuerzo transversal indicado en la Figura 15.



**Figura 15** Configuración de refuerzo transversal debido al confinamiento provisto.

- Propiedades de acero en base a la experimentación obtenida para materiales de este tipo.

La Figura 16 muestra las curvas constitutivas de hormigón no confinado y confinado basado en el modelo de Mander et al. (1988) y la curva constitutiva de acero basado en el modelo de Chang-Mander (1994) que se han formado a partir de los datos ingresados.



**Figura 16** Interfaz gráfica de COLUMNDESIGN V2 - 2019. Constitutivas de materiales.

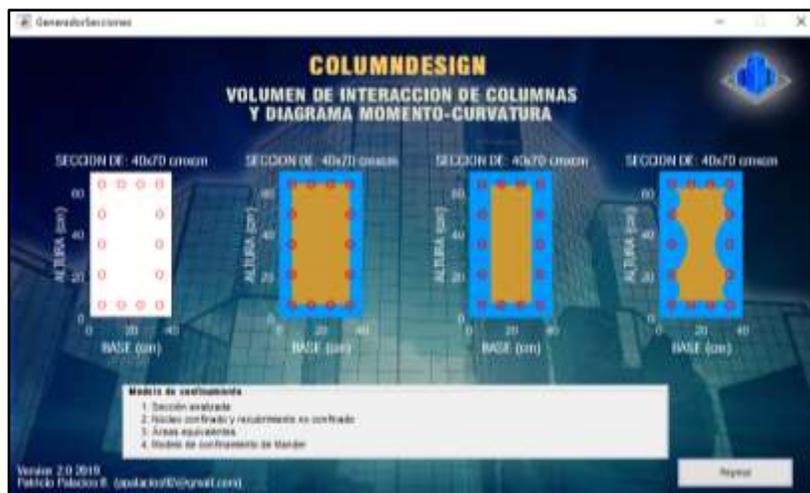
Toda vez que se ha determinado los modelos constitutivos de hormigón, se procede a determinar automáticamente las deformaciones unitarias del hormigón y del acero con las cuales se determinará la curva momento-curvatura, estas pueden ser diferentes a las colocadas por COLUMNDESIGN en base a la experiencia del usuario.

La Figura 17 muestra cómo se han generado las secciones discretizadas con los siguientes modelos:

- Modelo con propiedades mecánicas de materiales como indica el AC 318.

- Modelo que considera el recubrimiento como no confinado y el núcleo como confinado.
- Modelo que considera un rectángulo equivalente de hormigón confinado y el resto como hormigón no confinado.
- Modelo que considera los arcos de confinamiento establecidos por Mander et al. (1988) y el resto como hormigón con confinado.

Este proceso toma un tiempo considerable de cálculo ya que se generan elementos pequeños en comparación a las dimensiones de la sección con el fin de capturar la deformación unitaria a la cual están siendo sometidos y de esta forma representar los esfuerzos que generan.



**Figura 17** Interfaz gráfica de COLUMNDESIGN V2 - 2019. Modelos de discretización calculados.

Una vez que se cierra esta ventana, se podrá determinar los diferentes modelos de diagrama momento-curvatura según lo indicado anteriormente en la Tabla 1. La Figura 18 muestra los resultados obtenidos con las respectivas tablas de datos que pueden ser copiadas a cualquier otro software. Al hacer clic sobre GRAFICAR, se puede obtener el diagrama momento-curvatura con todos los puntos analizados que hacen referencia a la deformación unitaria del hormigón y del acero.

Cabe resaltar que este proceso de cálculo tomará un periodo corto de tiempo, debido a que el algoritmo se basa en la aceptación de resultados basado en un proceso de determinación de tolerancias que relacionan las fuerzas internas de compresión y tensión hasta alcanzar el equilibrio de fuerzas internas, el programa es iterativo y utiliza un número elevado de procesos.

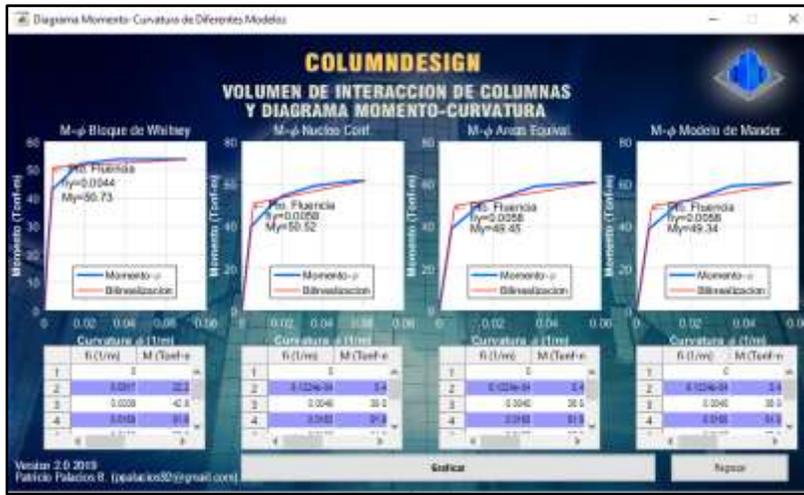


Figura 18 Interfaz gráfica de COLUMNDESIGN V2 - 2019. Resultados para modelos planteados.

#### 4. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

En la Figura 19 (a) se indica el resumen de resultados que presenta el programa COLUMNDESIGN y en la Figura 19 (b) se muestra la comparación de resultados obtenidos con diferentes programas y con la metodología establecida en ACSE41-17, obteniendo resultados similares en cuanto a la aplicación de conceptos y metodologías de cálculo.

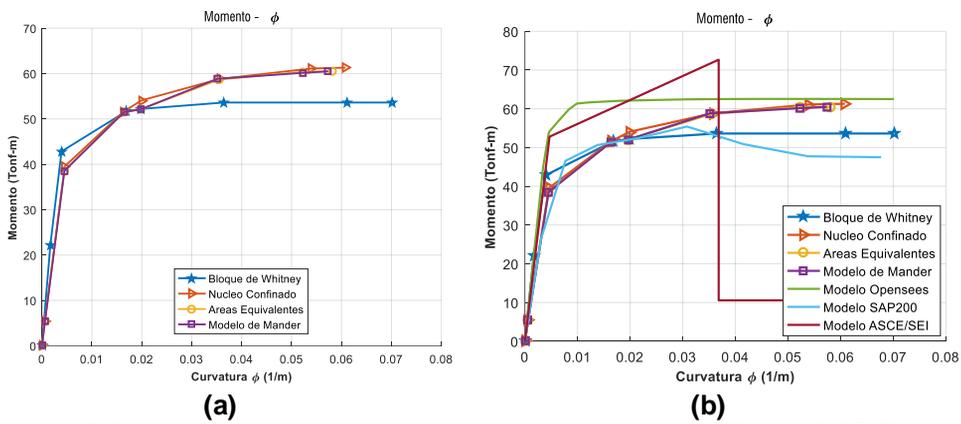


Figura 19 Resultados obtenidos; a) Modelo de discretización COLUMNDESIGN; b) Comparación con otros modelos.

#### 5. CONCLUSIONES

- De este trabajo de investigación se concluye que es necesario considerar los efectos del comportamiento biaxial en la sección de una columna de hormigón armado, debido que se presenta variaciones de ductilidad y capacidad a flexión de esta.

- Las diferentes condiciones de desempeño de los materiales, basados en deformaciones unitarias de los mismos, permiten encontrar condiciones de servicio, donde no se comprometa la seguridad de la estructura y condiciones de daño severo de la misma
- El análisis “Lineal”, mismo que considera las propiedades de los materiales propuestos por la normativa americana ACI como son el bloque de compresión de Whitney para el hormigón y el modelo bilineal para el acero, presenta resultados de ductilidad en condiciones en servicio y daño altas, en comparación a los otros análisis, por lo tanto estos criterios se los considera en este estudio como no conservadores.
- Existe una gran similitud entre los resultados de ductilidad y resistencia a flexocompresión biaxial presentados por el análisis “Áreas equivalentes” y “Parábolas”, ya que el primero es una simplificación del modelo de parábolas de confinamiento propuesto por Mander et al. (1988).
- El modelo de “Áreas equivalentes” simplifica y reduce el cálculo computacional sin perder precisión en comparación con modelos más refinados como el de parábolas de confinamiento de Mander et al. (1988).
- El modelo basado en los arcos de confinamiento propuesto por Mander et al. (1988), es catalogado como un modelo válido en investigaciones recientes y utilizado en programas computacionales modernos de modelación como Seissoft (2016), OpenSEES, SAP2000, por lo que fue tomado como referencia para el cálculo de capacidades de las secciones.

## 6. REFERENCIAS

ACI. (2014). Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural. Farmington Hills: ACI 318S-11.

Aguar, R. (2003). Análisis Sísmico por Desempeño. Quito: Centro de Investigaciones Científicas Escuela Politécnica del Ejército. 2-28pp.

Chang, G. A., & Mander, J. (1994). Seismic Energy Based Fatigue Damage Analysis of Bridge Columns: Part 1 - Evaluation of Seismic Capacity. New York: Red Jacket Quadrangle, Buffalo, NY 14261. 2pp.

Di Ludovico, M., Piero Lignola, G., Prota, A., & Cosenza, E. (2010). Nonlinear Analysis of Cross Sections under Axial Load and Biaxial Bending. Technical Paper: ACI Structural Journal. No. (107-S38)

Karthik, M., & Mander, J. (2011). Stress-Block Parameters for Unconfined and Confined Concrete Based on a Unified Stress-Strain Model. Journal of Structural Engineering. ASCE Vol. 137 (2)

León, A. (2015). Predicción de las Capacidades de Resistencia a Flexocompresión y de Desplazamiento Lateral de Columnas de Concreto Presforzado en Zonas Sísmicas. México, D.F.: Universidad Nacional Autónoma de México.

Lokuge, W., Sanjayan, J., & Setunge, S. (2005). Stress-strain model for laterally confined concrete. *ASCE Journal of Materials in Civil Engineering*, ASCE Vol 17 (6).

Mander, J. B., Priestley, M. J. N., & Park, R. (1988). Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. Christchurch New Zealand: *Journal of Structural Engineering*. ASCE Vol. 114 (8)

McCormac, J., & Brown, R. (2011). *Diseño de Concreto Reforzado*. Octava edición. Mexico: Alfaomega. 264 pp.

Medina, C. (2012). *Estudio de la Relación Momento-Curvatura como Herramienta para Entender el Comportamiento de Secciones de Hormigón Armado*. Ambato: Universidad Técnica de Ambato.

Mohsen, A. (2012). *Behavior of Concrete Columns Under Various Confinement Effects*. Manhattan, Kansas: Department of Civil Engineering. 327pp - 372pp.

Paultre, P., & Légeron, F. (2008). Confinement Reinforcement Design for Reinforced. *Journal of Structural Engineering*. ASCE Vol. 134 (5)

Presland, R. (1999). *Seismic Performance of Retrofitted Reinforced Concrete Bridge Piers*. New Zealand: Laboratory Testing of the Proposed Thorndon Overbridge Retrofit Scheme. 354-357pp.

Priestley, M., Calvi, G., & Kowalsky, M. (2007). *Displacement-Based Seismic Design of Structures*. Pavia, Italia: IUSS Press. 141-143pp.

Rodrigues, H., Varum, H., Arêde, A., & Costa, A. (2013). Behaviour of reinforced concrete column under biaxial cyclic loading—state of the art. Aveiro, Portugal: *International Journal of Advanced Structural Engineering*.

Sosa, D. (2014). *Comportamiento de la Conexión Pilote-Losa en Hormigón Estructural*. Quito: Escuela Politécnica Nacional. 1-47 pp.

Zahn, F. (1985). *Design of Reinforced Concrete Bridge Columns for Strength and Ductility*. New Zeland: University of Canterbury. 229-231pp.