



**UNIVERSIDAD CATÓLICA  
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL**

**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**CARRERA INGENIERÍA CIVIL**

**TEMA:**

**Software para el diseño de columnas y nudos de hormigón  
armado en pórticos resistentes a momentos**

**AUTOR:**

**Reascos Méndez, Huber Heriberto**

**Trabajo de titulación previo a la obtención del grado de  
INGENIERO CIVIL**

**TUTOR:**

**Ing. Barros Cabezas, José Andrés, MSc**

**Guayaquil, Ecuador**

**13 de Marzo de 2017**



UNIVERSIDAD CATÓLICA  
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL

**FACULTAD DE INGENIERÍA**  
**CARRERA INGENIERÍA CIVIL**

## **CERTIFICACIÓN**

Certificamos que el presente trabajo de titulación, fue realizado en su totalidad por **Reascos Méndez, Huber Heriberto**, como requerimiento para la obtención del Título de **Ingeniero Civil**.

### **TUTOR**

f. \_\_\_\_\_

**Ing. Barros Cabezas, José Andrés, MSc**

### **DIRECTOR DE LA CARRERA**

f. \_\_\_\_\_

**Ing. Alcívar Bastidas Stefany Esther, MSc**

**Guayaquil, a los 13 del mes de Marzo del año 2017**



UNIVERSIDAD CATÓLICA  
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL

**FACULTAD DE INGENIERÍA**  
**CARRERA INGENIERÍA CIVIL**

## **DECLARACIÓN DE RESPONSABILIDAD**

Yo, **Reascos Méndez, Huber Heriberto**

### **DECLARO QUE:**

El Trabajo de Titulación, **Software para el diseño de columnas y nudos de hormigón armado en pórticos resistentes a momentos** previo a la obtención del Título de **Ingeniero Civil**, ha sido desarrollado respetando derechos intelectuales de terceros conforme las citas que constan en el documento, cuyas fuentes se incorporan en las referencias o bibliografías. Consecuentemente este trabajo es de mi total autoría.

En virtud de esta declaración, me responsabilizo del contenido, veracidad y alcance del Trabajo de Titulación referido.

**Guayaquil, a los 13 del mes de Marzo del año 2017**

### **EL AUTOR**

f.  \_\_\_\_\_

**Reascos Méndez, Huber Heriberto**



UNIVERSIDAD CATÓLICA  
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL

**FACULTAD DE INGENIERÍA**  
**CARRERA INGENIERÍA CIVIL**

## **AUTORIZACIÓN**

Yo, **Reascos Méndez, Huber Heriberto**

Autorizo a la Universidad Católica de Santiago de Guayaquil a la **publicación** en la biblioteca de la institución del Trabajo de Titulación, **Software para el diseño de columnas y nudos de hormigón armado en pórticos resistentes a momentos**, cuyo contenido, ideas y criterios son de mi exclusiva responsabilidad y total autoría.

**Guayaquil, a los 13 del mes de Marzo del año 2017**

**EL AUTOR:**

f. \_\_\_\_\_

**Reascos Méndez, Huber Heriberto**

# REPORTE URKUND



## Urkund Analysis Result

**Analysed Document:** Huber Reascos FACULTAD DE INGENIERÍA11.docx (D25955168)  
**Submitted:** 2017-02-22 20:07:00  
**Submitted By:** huberreascos@icloud.com  
**Significance:** 0 %

Sources included in the report:

Instances where selected sources appear:

0

# **AGRADECIMIENTO**

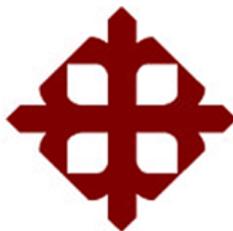
Agradezco a mis padres y compañeros que siempre estuvieron en momentos buenos, y aún más en momentos malos.

**Huber Heriberto Reascos Méndez**

# DEDICATORIA

Dedico este trabajo a mis padres porque gracias a su ayuda y esfuerzo he podido salir adelante.

**Huber Heriberto Reascos Méndez**



**UNIVERSIDAD CATÓLICA  
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL**

**FACULTAD DE INGENIERÍA  
CARRERA INGENIERÍA CIVIL**

f. \_\_\_\_\_

**ING. JOSÉ ANDRÉS BARROS CABEZAS, MSc**  
TUTOR

**TRIBUNAL DE SUSTENTACIÓN**

f. \_\_\_\_\_

**ING. LILIA MARLENE VALAREZO MORENO, M.S.**  
DECANA

f. \_\_\_\_\_

**ING. SILJA JOHANNA CHON TORVELA, MSc**  
OPONENTE

f. \_\_\_\_\_

**ING. CARLOS YLDEFONSO CHON DIAZ, MSc**  
COORDINADOR DEL ÁREA

# ÍNDICE GENERAL

<b>1. ANTECEDENTES .....</b>	<b>20</b>
<b>2. MARCO TEÓRICO .....</b>	<b>23</b>
2.1 CONCEPTOS BÁSICOS .....	23
2.2 CLASIFICACIÓN DE COLUMNAS .....	23
2.2.1 <i>Columnas cortas de concreto reforzado</i> .....	23
2.2.2 <i>Columnas intermedias de concreto reforzado</i> .....	23
2.2.3 <i>Columnas largas o esbeltas de concreto reforzado</i> .....	23
2.2.4 <i>Diagrama esfuerzo – Relación de Esbeltez (columnas largas, cortas e intermedias)</i> .....	24
2.3 DIAGRAMAS DE INTERACCIÓN EN COLUMNAS .....	24
2.3.1 <i>Definición</i> .....	24
2.3.2 <i>Procedimiento de elaboración</i> .....	25
2.3.3 <i>Desarrollo de los diagramas de interacción</i> .....	25
2.3.4 <i>Tipos de diagrama de interacción</i> .....	27
2.4 EJEMPLO ILUSTRATIVO PARA DEMOSTRAR LA FUNCIONALIDAD DEL PROGRAMA.....	30
2.5 DISEÑO POR CAPACIDAD EN ELEMENTOS DE HORMIGÓN ARMADO.....	41
2.5.1 <i>Principios de diseño</i> .....	41
2.5.2 <i>Ubicación de las rótula plásticas</i> .....	42
2.5.3 <i>Capacidad en columnas</i> .....	44
2.5.4 <i>Cálculo del cortante en columnas</i> .....	45
2.6 REQUISITOS QUE SE DEBEN CUMPLIR SEGÚN ACI 318-14 PARA LOGRAR ESTRUCTURAS SEGURAS Y FUNCIONALES .....	46
<b>3. DESCRIPCIÓN DEL PROGRAMA .....</b>	<b>54</b>
3.1 FUNCIONALIDAD .....	54
3.2 MANUAL DE USUARIO.....	54
3.2.1 <i>Ejemplo ilustrativo sobre revisiones ACI 318-14 que realiza el Software creado</i> .....	59
<b>4. CONCLUSIONES Y LIMITACIONES .....</b>	<b>77</b>

4.1	CONCLUSIONES.....	77
4.2	LIMITACIONES .....	77
	<b>REFERENCIAS .....</b>	<b>79</b>

# ÍNDICE DE TABLAS

<i>Tabla 1 - Resistencia Axial Máxima .....</i>	<i>27</i>
<i>Tabla 2 - Factor de Resistencia de, <math>\phi</math> , para Momento, Fuerza axial o Combinación de Momento y Fuerza Axial .....</i>	<i>29</i>
<i>Tabla 3 - Tabla Resumen de Fuerzas Internas.....</i>	<i>33</i>
<i>Tabla 4 - Tabla Resumen de Fuerzas Internas.....</i>	<i>35</i>
<i>Tabla 5 - Tabla Resumen de Fuerzas Internas.....</i>	<i>37</i>
<i>Tabla 6 - Resistencia Nominal del Nudo a Cortante <math>V_n</math> .....</i>	<i>50</i>
<i>Tabla 7 - Fórmula 18.8.4.1 para unidades en kg/cm<sup>2</sup>.....</i>	<i>50</i>
<i>Tabla 8 - Refuerzo Transversal para Columnas en Pórticos Especiales Resistentes a Momento .....</i>	<i>53</i>
<i>Tabla 9 - Configuración de Tabla de Excel Exportada de Sap 2000 o Etabs78</i>	

## ÍNDICE DE FIGURAS

<i>Figura 1 - Interfaz Programa ACECOMS GEAR.....</i>	<i>21</i>
<i>Figura 2 - Interfaz Programa ETABS 2015 .....</i>	<i>21</i>
<i>Figura 3 - Interfaz Programa SAP 2000.....</i>	<i>22</i>
<i>Figura 4 - Diagrama Esfuerzo – Relación de Esbeltez .....</i>	<i>24</i>
<i>Figura 5 - Carga Axial.....</i>	<i>26</i>
<i>Figura 6 - Momento.....</i>	<i>26</i>
<i>Figura 7 - Carga Axial y Momento .....</i>	<i>27</i>
<i>Figura 8 - Variación de <math>\phi</math> con la deformación unitaria neta de tracción en el acero extremo a tracción <math>\epsilon_t</math>.....</i>	<i>29</i>
<i>Figura 9 - Sección Transversal de columna.....</i>	<i>30</i>
<i>Figura 10 - Estados de Fuerzas Internas para Compresión Pura.....</i>	<i>31</i>
<i>Figura 11 - <math>P_{oc}</math> calculado con Matlab.....</i>	<i>31</i>
<i>Figura 12 - Estados de Fuerzas Internas para Falla Balanceada .....</i>	<i>31</i>
<i>Figura 13 - <math>F_1</math> calculado con Matlab.....</i>	<i>33</i>
<i>Figura 14 - <math>F_2</math> calculado con Matlab.....</i>	<i>33</i>
<i>Figura 15 - <math>C_c</math> calculado con Matlab.....</i>	<i>33</i>
<i>Figura 16 - Estados de Fuerzas Internas para <math>c=10</math> cm .....</i>	<i>34</i>
<i>Figura 17 - <math>F_1</math> calculado con Matlab.....</i>	<i>35</i>
<i>Figura 18 - <math>F_2</math> calculado con Matlab.....</i>	<i>35</i>
<i>Figura 19 - <math>C_c</math> calculado con Matlab.....</i>	<i>35</i>
<i>Figura 20 - Estados de Fuerzas Internas para <math>c=25</math> cm .....</i>	<i>36</i>
<i>Figura 21 - <math>F_1</math> calculado con Matlab.....</i>	<i>37</i>
<i>Figura 22 - <math>F_2</math> calculado con Matlab.....</i>	<i>37</i>
<i>Figura 23 - <math>C_c</math> calculado con Matlab.....</i>	<i>38</i>
<i>Figura 24 - Estados de Fuerzas Internas para Tracción Pura .....</i>	<i>38</i>
<i>Figura 25 - <math>P_t</math> calculado con Matlab.....</i>	<i>38</i>
<i>Figura 26 - Punto 1: Compresión Pura con Matlab.....</i>	<i>39</i>
<i>Figura 27 - Punto 2: Falla Balanceada con Matlab .....</i>	<i>39</i>
<i>Figura 28 - Punto 3: Momento Cerca a <math>P=0</math> con Matlab.....</i>	<i>40</i>

<i>Figura 29 - Punto 4: Entre Puntos 1 y 2 con Matlab .....</i>	<i>40</i>
<i>Figura 30 - Punto 5: Tracción Pura con Matlab.....</i>	<i>41</i>
<i>Figura 31 - Comportamiento inelástico de una estructura .....</i>	<i>42</i>
<i>Figura 32 - Diagrama Esquemático de Interacción Carga Axial - Momento en Columnas.....</i>	<i>44</i>
<i>Figura 33 - Capacidad a Flexión de una Columna.....</i>	<i>45</i>
<i>Figura 34 - Cortante de Diseño para Columnas.....</i>	<i>46</i>
<i>Figura 35 - Conexión Viga – Columna.....</i>	<i>49</i>
<i>Figura 36 - Área Efectiva del Nudo.....</i>	<i>51</i>
<i>Figura 37 - Cortante de Diseño para Vigas y Columnas.....</i>	<i>52</i>
<i>Figura 38 - Interfaz de Función Diagrama.m .....</i>	<i>54</i>
<i>Figura 39 - Mensaje Informativo Sobre Requisitos de ACI 318-14.....</i>	<i>56</i>
<i>Figura 40 - Interfaz de Función Revisión.m .....</i>	<i>57</i>
<i>Figura 41 - Mensaje Informativo Sobre Columna Fuerte – Viga Débil según ACI 318-14.....</i>	<i>58</i>
<i>Figura 42 - Mensaje Informativo Sobre Requisitos de ACI 318-14.....</i>	<i>59</i>
<i>Figura 43 - Pórtico en una Dirección a Analizar.....</i>	<i>59</i>
<i>Figura 44 - Carga Actuante en la Viga y Diagrama de Momentos.....</i>	<i>60</i>
<i>Figura 45 - Acero Longitudinal Colocado en Viga.....</i>	<i>61</i>
<i>Figura 46 - Acero Longitudinal Colocado en Viga Corte A-A.....</i>	<i>61</i>
<i>Figura 47 - Acero Longitudinal Colocado en Viga Corte B-B.....</i>	<i>61</i>
<i>Figura 48 - Sección transversal de Columna .....</i>	<i>62</i>
<i>Figura 49 - Ingreso de Sección a Revisar en Función Diagrama.m en Matlab .....</i>	<i>63</i>
<i>Figura 50 - Base Mínima Calculada con Matlab .....</i>	<i>64</i>
<i>Figura 51 - Relación Dimensión Menor/ Dimensión Mayor con Matlab .....</i>	<i>64</i>
<i>Figura 52 - Cálculo de cuantía con Matlab.....</i>	<i>65</i>
<i>Figura 53 - Confinamiento Brindado por Estribos en “X” y “Y” con Matlab ..</i>	<i>65</i>
<i>Figura 54 - Confinamiento Requerido Sentido “X” Caso 1 con Matlab .....</i>	<i>66</i>
<i>Figura 55 - Confinamiento Requerido Sentido “X” Caso 2 con Matlab .....</i>	<i>66</i>
<i>Figura 56 - Confinamiento Requerido Sentido “Y” Caso 1 con Matlab .....</i>	<i>66</i>
<i>Figura 57 - Confinamiento Requerido Sentido “Y” Caso 2 con Matlab .....</i>	<i>66</i>
<i>Figura 58 - Separación <math>S_{01}</math> con Matlab.....</i>	<i>67</i>
<i>Figura 59 - Separación <math>S_{02}</math> con Matlab.....</i>	<i>67</i>

<i>Figura 60 - Separación <math>S_{03}</math> con Matlab.....</i>	<i>68</i>
<i>Figura 61 - Separación <math>S_{0\ max}</math> en extremos con Matlab.....</i>	<i>68</i>
<i>Figura 62 - Separación S fuera <math>l_{01}</math> con Matlab.....</i>	<i>69</i>
<i>Figura 63 - Separación S fuera <math>l_{02}</math> con Matlab.....</i>	<i>69</i>
<i>Figura 64 - Separación <math>S_{max}</math> fuera <math>l_0</math> con Matlab.....</i>	<i>69</i>
<i>Figura 65 - Cálculo de Resistencia al Corte con Matlab.....</i>	<i>70</i>
<i>Figura 66 - Mensaje Informativo de Revisiones ACI 318-14 de Sección Ingresada.....</i>	<i>70</i>
<i>Figura 67 - Longitud <math>l_{01}</math> con Matlab.....</i>	<i>70</i>
<i>Figura 68 - Longitud <math>l_{02}</math> con Matlab.....</i>	<i>70</i>
<i>Figura 69 - Longitud <math>l_{03}</math> con Matlab.....</i>	<i>71</i>
<i>Figura 70 - Longitud <math>l_0</math> Mínima con Matlab.....</i>	<i>71</i>
<i>Figura 71 - Corte Máximo Según su Sección con Matlab.....</i>	<i>71</i>
<i>Figura 72 - <math>A_j</math> Calculado con Matlab.....</i>	<i>72</i>
<i>Figura 73 - <math>V_n</math> nudo Calculado con Matlab.....</i>	<i>72</i>
<i>Figura 74 - Carga Axial Máxima y Mínima Ingresadas en Matlab.....</i>	<i>72</i>
<i>Figura 75 - <math>M_n</math> y <math>M_{pr}</math> Según Cargas Axiales en Matlab.....</i>	<i>73</i>
<i>Figura 76 - <math>M_{ny}</math> Calculado con Matlab.....</i>	<i>73</i>
<i>Figura 77 - <math>M_{nx}</math> Calculado con Matlab.....</i>	<i>73</i>
<i>Figura 78 - <math>f_s</math> Calculado con Matlab.....</i>	<i>74</i>
<i>Figura 79 - Mensaje Informativo de Revisión Columna Fuerte – Viga Débil.....</i>	<i>74</i>
<i>Figura 80 - <math>M_{pry}</math> Calculado con Matlab.....</i>	<i>74</i>
<i>Figura 81 - <math>M_{prx}</math> calculado con Matlab.....</i>	<i>75</i>
<i>Figura 82 - <math>V_y</math> Calculado con Matlab.....</i>	<i>75</i>
<i>Figura 83 - <math>V_x</math> Calculado con Matlab.....</i>	<i>75</i>
<i>Figura 84 - <math>V_n</math> nudo Calculado con Matlab.....</i>	<i>76</i>
<i>Figura 85 - Mensaje Informativo de Revisiones ACI 318-14.....</i>	<i>76</i>

## RESUMEN

En este proyecto se realizó un Software para diseño de columnas de hormigón armado y revisión de nudos en pórticos especiales resistentes a momentos, el Software antes mencionado fue realizado con la herramienta de programación llamada Matlab. El Software creado está programado para realizar revisiones de diseño requeridas por la norma vigente ACI 318-14 y diseño por capacidad en estructuras de hormigón armado, para lograr tener un comportamiento dúctil y así poder evitar cualquier tipo de fallas frágiles, para zonas con alto riesgo sísmico como las existentes en el país es muy importante efectuar estas revisiones para garantizar un diseño seguro y funcionales, ya que si se logra seguir la norma estaremos protegiendo a quienes serán los ocupantes de estas Estructuras. Esta herramienta muy útil servirá para cualquier ingeniero o estudiante de ingeniería ya que fue diseñado con una interfaz amigable para que el usuario pueda ingresar y obtener información de una manera sencilla y fácil, y así pueda llevar a cabo el Diseño Estructural.

***Palabras Claves: Software, Hormigón Armado, Pórticos Especiales,  
Norma, Diseño Sismo-resistente***

## **ABSTRACT**

The purpose of this Project is to develop software focusing on the structural design of reinforced concrete columns and joints of special moments resisting frames. This software was developed using Matlab. The main objective is to evaluate if the design accomplishes the requirements of the ACI 318-14 code, including the design capacity of reinforced concrete columns. It is very important to fulfill these requirements in order to achieve a ductile behavior of the structure and to avoid brittle failure, especially in high seismic risks zones, as Ecuador. It is very important to check these requirements to guarantee a safe and functional design to assure life safety for the occupants of these structures. This software will be very useful to all the civil engineering community because it allows users to input the required information and variables to get the results that will conduct the structural design.

***Key words: Software, reinforced concrete, special moment resisting frames, Building design code, Seismic design***

# INTRODUCCIÓN

## GENERALIDADES

Se creará un software para diseño de columnas de hormigón armado y revisión de nudos en pórticos especiales resistentes a momentos con la ayuda del programa MATLAB, se ha considerado el uso de este programa por su fácil manejo y porque su lenguaje de programación es compatible con muchos más programas como: Octave, C++, Visual Basic, de tal manera que con unas cuantas modificaciones pueda ser utilizado sin problemas en otros programas de similares características o lenguaje de programación.

Esta herramienta ayudará a muchos Ingenieros a realizar diseños de una manera cómoda, fácil y muy sencilla, ya que el software será amigable con el usuario, muchas veces uno de los principales problemas de los software es precisamente la dificultad en el momento de insertar datos por ese motivo nació la idea de este software.

En cuanto a la funcionabilidad del software, será capaz de brindar datos relevantes como demanda de esfuerzos, capacidad de elementos estructurales, revisión por flexo-compresión y diseño por capacidad (columna fuerte viga débil, cortante sísmico y cortante en los nudos) lo que podría ayudar a reducir tiempo en el transcurso del diseño. En el proceso de automatización de datos del análisis estructural incluye el cálculo de cantidades.

## OBJETIVO

Realizar un software de fácil manejo, es decir que sea amigable con los usuarios tanto en la inserción y manejo de datos, que contenga una interfaz atractiva que agrade a simple vista, también se verificará que cumpla todos los requerimientos sismo-resistentes para pórticos especiales resistentes a momento según ACI 318-14.

## **OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

1. Revisar por medio del software que se cumplan todos los requisitos vigentes para diseño de columnas de hormigón armado.
2. Realizar la revisión por capacidad de nudos en pórticos especiales resistentes a momento.

## **JUSTIFICACIÓN**

Las obras civiles en los últimos años han tenido mucha demanda en todo el país y a nivel mundial, por esta gran demanda es importante la creación de nuevas herramientas tecnológicas para facilitar la obtención de datos relevantes y procesos iterativos que existen en diseño, que posteriormente ayuden a la toma de decisiones más acertadas y casi de manera inmediata. Estas herramientas serían de mucha ayuda ya que se reduciría el tiempo de trabajo, en Ingeniería al momento de reducir tiempo de trabajo se está pensando también en la parte económica, se podría decir que es un ahorro a corto plazo. Otro punto muy importante es el tema de la sismo-resistencia, por lo tanto se ha propuesto realizar las revisiones pertinentes para pórticos especiales resistentes a momento según ACI 318-14, así se podrá asegurar que las futuras estructuras tengan el desempeño sísmico esperado.

## **ORGANIZACIÓN DEL DOCUMENTO**

### **CAPÍTULO 1**

El presente capítulo constará de Antecedentes. En Antecedentes se hará una reseña de programas ya existentes, con sus respectivas características, ventajas y desventajas.

### **CAPÍTULO 2**

En este capítulo se resumirá el Marco teórico. Con respecto a Marco Teórico se explicarán ciertos conceptos básicos y requisitos que se deben cumplir previo al diseño de columnas. También se desarrollarán ejercicios explicativos y más adelante se compararán con los resultados del software creado.

### **CAPÍTULO 3**

En el capítulo 3 se describirá el programa, su funcionalidad y manual de usuario, de tal manera que sea una buena guía para las personas que quisieran utilizarlo.

### **CAPÍTULO 4**

En este capítulo se incluirán las conclusiones obtenidas luego de realizar el programa, también se incluirán las limitaciones del mismo ya que es de vital importancia para el usuario saber las capacidades del software a utilizar.

# CAPÍTULO 1

## 1. ANTECEDENTES

En la actualidad la tecnología tiene un crecimiento exponencial de tal forma que cada día se puede ir creando o mejorando programas ya existentes, algunos de estos programas son buenos en funciones específicas o en su época de desarrollo. Con el pasar de los años estos programas han perdido cabida en el mercado ya sea por actualizaciones de normas, complejidad al momento de utilizarlo, o porque simplemente la interfaz no es de agrado a el usuario.

Se puede mencionar varios programas como: Sap2000, Etabs, y ACECOMS GEAR. Por ejemplo, los dos primeros son muy buenos en cuanto a análisis estructural pero, al momento de realizar un diseño y revisiones requeridas por la normas vigentes estos programas son susceptibles a errores debido a que el usuario puede llegar a omitir alguna información, lo cual obliga al diseñador realizar unas cuantas revisiones manualmente para corroborar que lo que se ingresó es coherente con los resultados obtenidos, por ese motivo no son muy confiables al momento de realizar un diseño. En cuanto a ACECOMS GEAR es un programa muy antiguo por lo tanto podemos llegar a la conclusión que es un poco obsoleto en cuanto a normas actuales, cabe recalcar que en su época era un buen programa y sirvió para facilitarle la vida a muchas personas, por este motivo estaría en desventaja en cuanto a programas actuales.

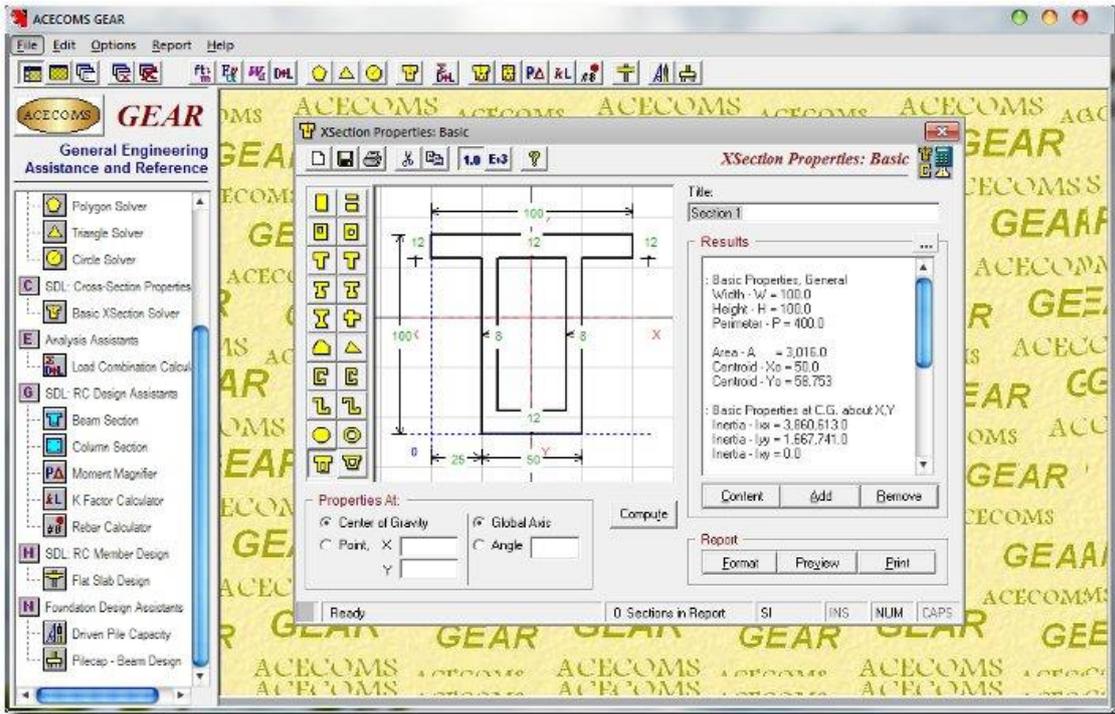


Figura 1 - Interfaz Programa ACECOMS GEAR  
(Fuente: Tomado de Civilgeeks.com)

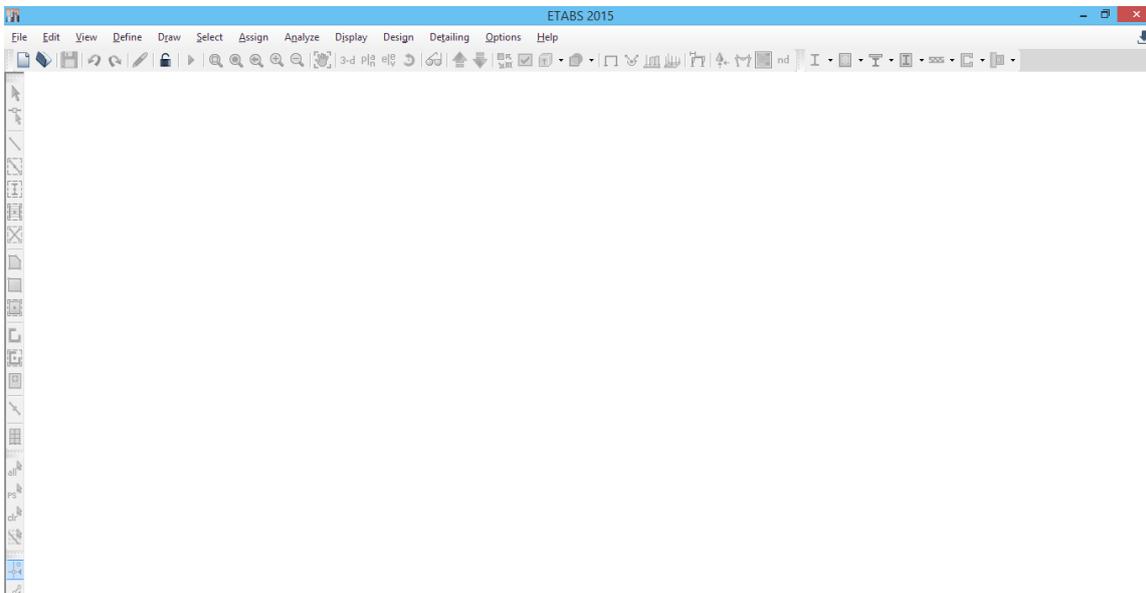
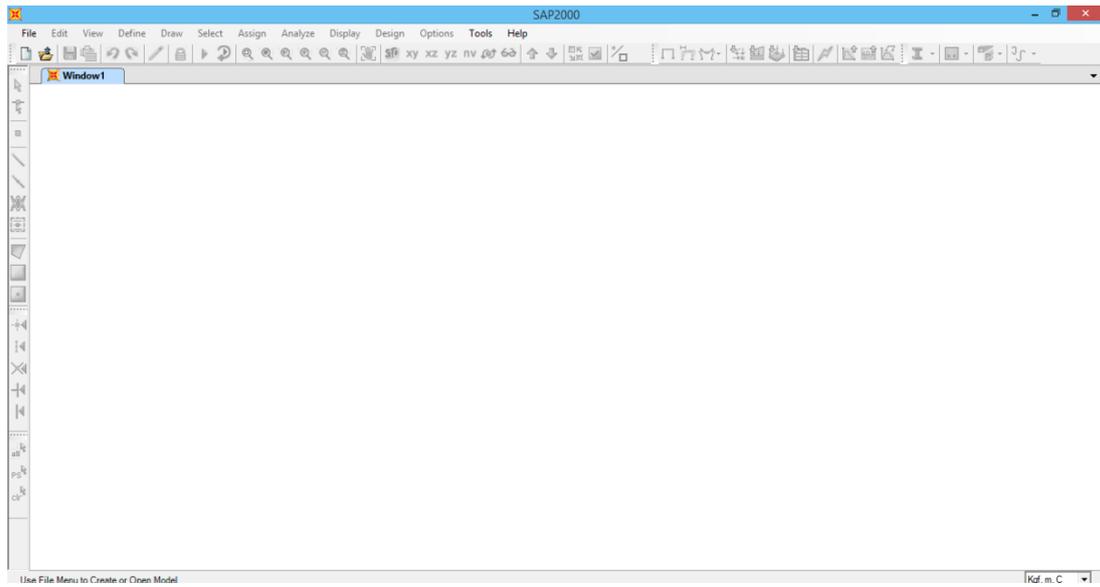


Figura 2 - Interfaz Programa ETABS 2015  
(Fuente: Tomado de ETABS 2015)



*Figura 3 - Interfaz Programa SAP 2000  
(Fuente: Tomado de SAP 2000)*

## CAPÍTULO 2

### 2. MARCO TEÓRICO

#### 2.1 CONCEPTOS BÁSICOS

Se puede describir a una columna como un elemento estructural y arquitectónico de forma vertical sometido a compresión que sirve para soportar el peso proporcionado por los elementos estructurales de carácter horizontal en una edificación.

#### 2.2 CLASIFICACIÓN DE COLUMNAS

Las columnas de concreto pueden clasificarse en tres tipos:

##### 2.2.1 Columnas cortas de concreto reforzado

Muy poco utilizadas en la época moderna, según afirma (Cabrera, s.f.) “Podemos llamar columna corta a aquella que por su tamaño relativo a las demás del sistema al que pertenece o relativo a su diseño, en el cual fue diseñada con una longitud, pero ya construida trabajará como corta, por lo cual tendrá mayor rigidez relativa que la que fue diseñada, podrá demandar mayores fuerzas, pero sin poder responder satisfactoriamente, por no haber sido diseñadas para esas demandas”, las columnas cortas generalmente fallan por aplastamiento.

##### 2.2.2 Columnas intermedias de concreto reforzado

Como comenta (Torres & Torres, 2016) “Cuando en los elementos cargados comienza a presentarse el fenómeno de pandeo al éstos experimentar esfuerzos menores al esfuerzo de fluencia. La ecuación de Euler no se aproxima satisfactoriamente al comportamiento de la columna, requiriendo esta zona de ecuaciones experimentales complejas para predecir con cierta precisión el valor del esfuerzo crítico (con el cual comienza el pandeo en la columna), las columnas intermedias pueden fallar por aplastamiento y pandeo”. Este tipo de columnas son muy utilizadas en las construcciones modernas.

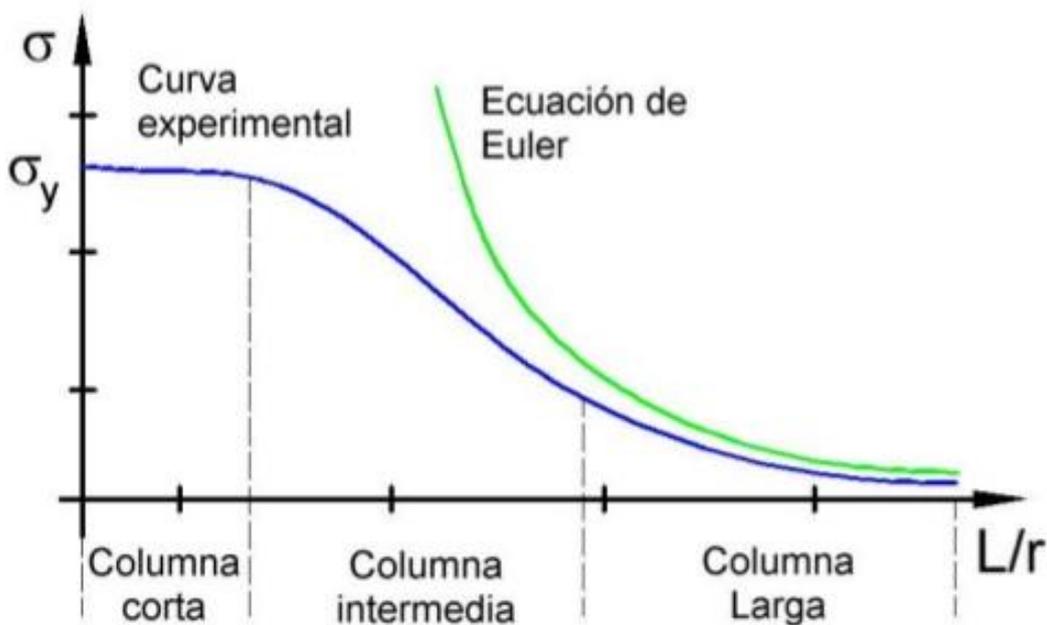
##### 2.2.3 Columnas largas o esbeltas de concreto reforzado

Según (Mc Cormac & Brown, 2011, p. 257) “A medida que las columnas se hacen más esbeltas, las deformaciones por flexión también aumentarán, así como los momentos

secundarios resultantes. Si estos momentos son de tal magnitud que reducen significativamente la capacidad de carga axial de la columna, ésta se denomina larga o esbelta”, estas columnas pueden fallar por pandeo o flexión lateral.

#### 2.2.4 Diagrama esfuerzo – Relación de Esbeltez (columnas largas, cortas e intermedias)

“Mediante ensayos mecánicos realizados en columnas se ha demostrado que la carga crítica señalada por las ecuaciones de Euler y de la secante puede ser superior a la carga crítica real necesaria para pandear la columna, como muestra el gráfico”. (Torres & Torres, 2016)



(Fuente: Tomado de Torres & Torres, 2016)

Figura 4 - Diagrama Esfuerzo – Relación de Esbeltez

### 2.3 DIAGRAMAS DE INTERACCIÓN EN COLUMNAS

#### 2.3.1 Definición

Según afirma (Villaverde Verastegui, 2011) se puede definir a un diagrama de interacción como:

*Representaciones graficas que muestran específicamente el comportamiento de la sección de una columna de hormigón armado. Sobre el eje vertical se dibujan las cargas axiales resistentes y sobre el eje horizontal se representan los*

*correspondientes momentos flectores resistentes, medidos con relación a un eje principal central de la sección transversal de la columna.*

*La mayor parte de los elementos estructurales sometidos a compresión también están solicitados por momentos flectores, por lo que al momento de diseñarlos se debe considerar la presencia simultánea de los dos tipos de acciones. En zonas sísmicas, como las existentes en el país, el efecto de flexión usualmente domina el diseño con relación a las solicitaciones axiales por lo que, a pesar de que los momentos por cargas de gravedad sean importantes, se suelen escoger columnas con armadura simétrica, dada la reversibilidad de los sismos.*

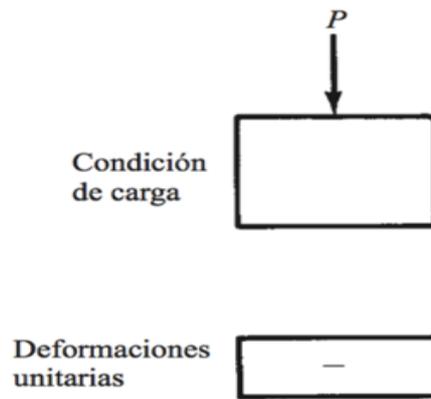
### **2.3.2 Procedimiento de elaboración**

Para la elaboración de los diagramas de interacción (Villaverde Verastegui, 2011) cita los siguientes pasos:

- *Se calculan los momentos flectores centrales y cargas axiales internas que, por equilibrio, deben ser iguales a los momentos flectores y cargas axiales externos solicitantes.*
- *En función de las deformaciones en el acero y en el hormigón se determinan los diagramas de esfuerzos en el hormigón y la magnitud de los esfuerzos en el acero.*
- *Para cada posición del eje neutro se calculan las deformaciones unitarias en cada fibra de la pieza, tomando como base una deformación máxima en el hormigón  $\varepsilon_u = 0,003$ .*
- *Se definen diferentes posiciones del eje neutro.*

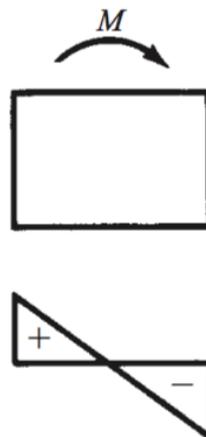
### **2.3.3 Desarrollo de los diagramas de interacción**

“Si se aplica una carga axial de compresión a un miembro corto de concreto, éste quedará sometido a una deformación unitaria uniforme o acortamiento” (Mc Cormac & Brown, 2011, p. 278-279), esto se evidencia en la Figura 5.



*Figura 5 - Carga Axial*  
 (Fuente: Tomado de Mc Cormac & Brown, 2011, p. 278-279)

“Si un momento sin ninguna carga axial se aplica al mismo miembro, el resultado será una flexión respecto al eje neutro del miembro, tal que la deformación unitaria será proporcional a la distancia del eje neutro. Esta variación lineal de la deformación se muestra en la Figura 6 - Momento”. (Mc Cormac & Brown, 2011, p. 278-279)



*Figura 6 - Momento*  
 (Fuente: Tomado de Mc Cormac & Brown, 2011, p. 278-279)

“Si se aplican al mismo tiempo una carga axial y un momento, el diagrama resultante de deformación unitaria será una combinación de dos diagramas lineales que también será lineal, como se ilustra en la Figura 7 - Carga Axial y Momento”. (Mc Cormac & Brown, 2011, p. 278-279)

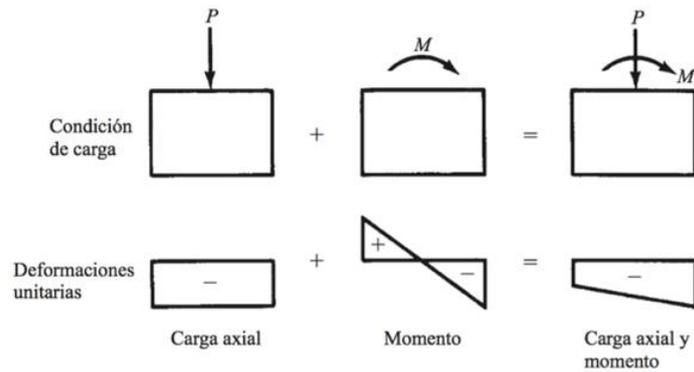


Figura 7 - Carga Axial y Momento  
(Fuente: Tomado de Mc Cormac & Brown, 2011, p. 278-279)

### 2.3.4 Tipos de diagrama de interacción

#### Diagrama de resistencia nominal

Se empieza calculando un punto en compresión pura dado por la siguiente ecuación:

$$P_o = 0.85 * f'c(Ag - Ast) + f_y * Ast \text{ (según ACI 318 - 14, 22.4.2.2)}$$

- Este punto se lo debe reducir según como muestra ACI 318-14 en la Tabla 22.4.2.1

Miembro	Refuerzo transversal	$P_{n,max}$	
No preesforzado	Estribos que cumplen con 22.4.2.4	$0.80P_o$	(a)
	Espirales que cumplen con 22.4.2.5	$0.85P_o$	(b)
Preesforzado	Estribos	$0.80P_o$	(c)
	Espirales	$0.85P_o$	(d)
Columnas compuestas de acero y concreto que cumplan con el Capítulo 10	Todos	$0.85P_o$	(e)

Tabla 1 - Resistencia Axial Máxima  
(Fuente: Tomado de ACI 318-14)

Para puntos combinados entre flexión y momento se debe aplicar el siguiente procedimiento:

Se calcula un valor de C con la siguiente expresión:

$$\epsilon_s = \frac{\epsilon_{cu} * (c - d)}{c}$$

$$\varepsilon_{cu} = 0,003$$

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s}$$

*Si:  $\varepsilon_s \geq \varepsilon_y$  ; entonces Fluye*

*Si:  $\varepsilon_s \leq \varepsilon_y$  ; entonces No Fluye*

Para calcular el esfuerzo en la barra de acero se aplican los siguientes criterios:

*Si:  $\varepsilon_s$  Fluye; entonces  $f_s = f_y$*

*Si:  $\varepsilon_s$  No Fluye; entonces  $f_s = E_s(\varepsilon_s)$*

Para calcular la fuerza proporcionada por la barras de acero se aplica la ecuación de esfuerzos, por lo tanto:

$$F = f_s(As)$$

Finalmente se calcula la fuerza de compresión proporcionada por el concreto, para eso se aplican las siguientes ecuaciones:

$$\beta_1 = 1,05 - \frac{f'c}{1400}$$

*Si:  $\beta_1 > 0,85$  ; entonces:  $\beta_1 = 0,85$*

*Si:  $\beta_1 < 0,65$  ; entonces:  $\beta_1 = 0,65$*

$$a = \beta_1 * C$$

$$Cc = 0,85 * f'c * a * b$$

Finalmente se calcula un punto en tracción pura dado por la siguiente ecuación:

$$P_t = As * f_y$$

### **Diagrama de diseño**

Para el cálculo del diagrama de diseño se debe utilizar las siguientes expresiones dadas por ACI 318-14 en la Tabla 21.2.2

Deformación unitaria neta a tracción, $\epsilon_t$	Clasificación	$\phi$			
		Tipo de refuerzo transversal			
		Espirales que cumplen con 25.7.3		TM	Otro
$\epsilon_t \leq \epsilon_{ty}$	Controlada por compresión	0.75	(a)	0.65	(b)
$\epsilon_{ty} < \epsilon_t < 0.005$	Transición <sup>1)</sup>	$0.75 + 0.15 \frac{(\epsilon_t - \epsilon_{ty})}{(0.005 - \epsilon_{ty})}$	(c)	$0.65 + 0.25 \frac{(\epsilon_t - \epsilon_{ty})}{(0.005 - \epsilon_{ty})}$	(d)
$\epsilon_t \geq 0.005$	Controlada por tracción	0.90	(e)	0.90	(f)

<sup>1)</sup>Para las secciones clasificadas como de transición, se permite usar el valor de  $\phi$  correspondiente a secciones controladas por compresión.

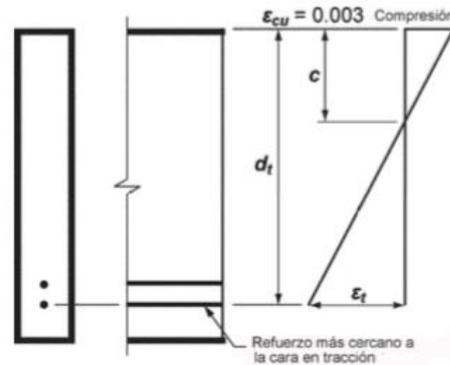


Fig. R21.2.2(a) — Distribución de la deformación unitaria y deformación unitaria neta de tracción en un elemento no preesforzado.

Tabla 2 - Factor de Resistencia de,  $\phi$ , para Momento, Fuerza axial o Combinación de Momento y Fuerza Axial (Fuente: Tomado de ACI 318-14)

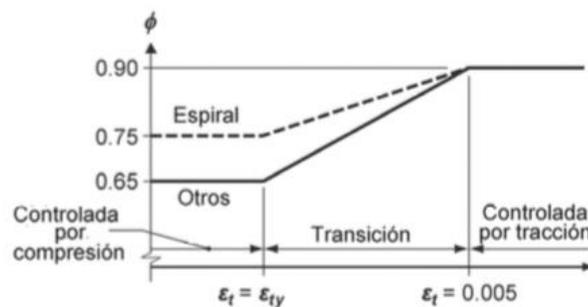


Figura 8 - Variación de  $\phi$  con la deformación unitaria neta de tracción en el acero extremo a tracción  $\epsilon_t$  (Fuente: Tomado de ACI 318-14)

Entonces se puede decir, para columnas rectangulares con refuerzo transversal provisto con estribos, que:

- Para el punto en compresión pura se debe tomar  $\phi = 0.65$ .
- Para puntos en los que interactúan fuerza axial y momento se calculará el  $\phi$  considerando el acero más lejano y se aplicará la siguiente ecuación:

$$0.65 + 0.25 \frac{(\varepsilon_t - \varepsilon_{ty})}{(0.005 - \varepsilon_{ty})}$$

- Mientras que para el punto en tracción pura se debe tomar  $\phi = 0.90$ .

### Diagrama de sobre-resistencia

Se deberá incrementar  $f_y$  en un 25%, es decir se considerará  $1.25f_y$  para todo el diagrama de resistencia nominal. En definitiva el diagrama de sobre-resistencia es 125% del diagrama de resistencia nominal.

## 2.4 EJEMPLO ILUSTRATIVO PARA DEMOSTRAR LA FUNCIONALIDAD DEL PROGRAMA

En ésta parte se mostrarán los cálculos para construir un diagrama de interacción realizada en Excel y posteriormente la comprobación con el Software creado, se realiza este proceso para corroborar que el Software es válido y funcional.

### Datos:

$$f'_c = 280 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f_y = 4200 \frac{kg}{cm^2}$$

$$E_s = 2100000 \frac{kg}{cm^2}$$

### Sección transversal de columna

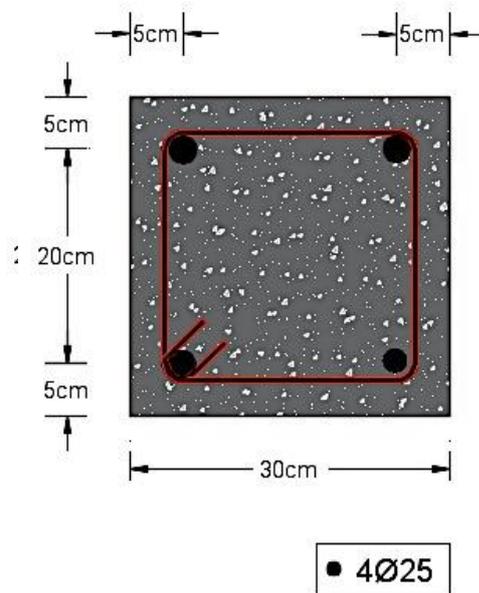


Figura 9 - Sección Transversal de columna

Por simetría de ejes de la columna se puede decir que la columna no tiene ni eje fuerte ni eje débil, estos ejes serían iguales.

## Punto 1: Compresión Pura

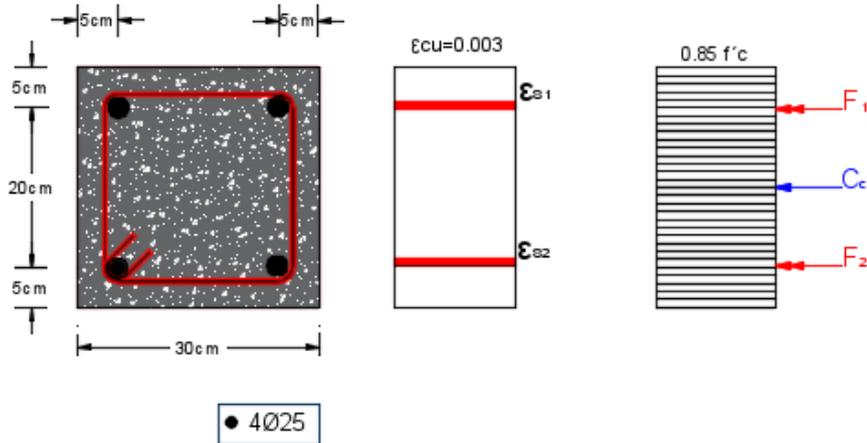


Figura 10 - Estados de Fuerzas Internas para Compresión Pura

$$P_{oc} = 0,8 * [(0,85 * f'c * b * h) + (As * f_y)]$$

$$P_{oc} = 237,33 \text{ Ton}$$

```
Command Window
>> [ Po ] = compler( 4200,280,30,30,19.634 )
Po =
    237.33
```

Figura 11 -  $P_{oc}$  calculado con Matlab

## Punto 2: Falla Balanceada

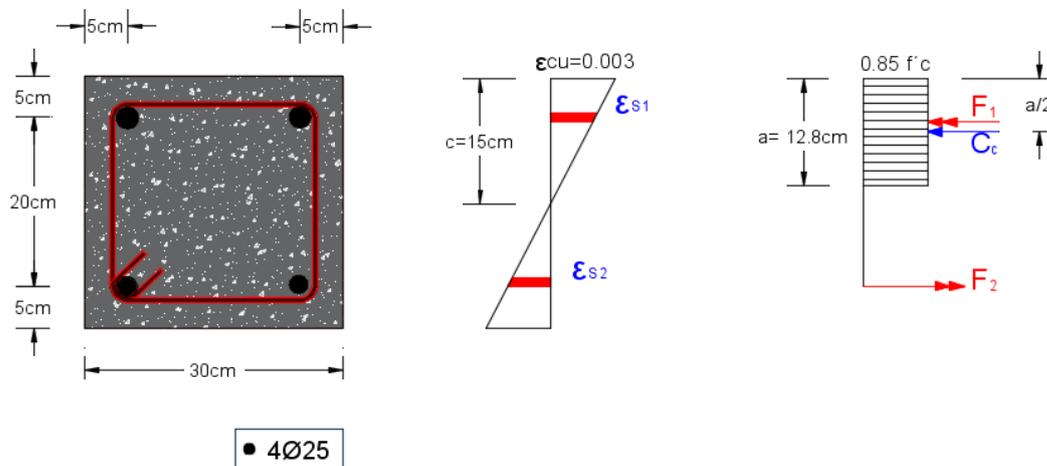


Figura 12 - Estados de Fuerzas Internas para Falla Balanceada

$$c = 15 \text{ cm}$$

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu} * (c - d)}{c}$$

$$\varepsilon_{cu} = 0,003$$

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s}$$

*Si:  $\varepsilon_s \geq \varepsilon_y$  ; entonces Fluye*

*Si:  $\varepsilon_s \leq \varepsilon_y$  ; entonces No Fluye*

$$\varepsilon_{s1} = 0,0020 \text{ Fluye}$$

$$\varepsilon_{s2} = 0,0020 \text{ Fluye}$$

*Esfuerzo del acero:*

$$\varepsilon_{s1} \text{ Fluye; entonces } f_{s1} = f_y$$

$$\varepsilon_{s2} \text{ Fluye; entonces } f_{s2} = f_y$$

$$f_{s1} = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{s2} = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

*Fuerzas del acero:*

$$F1 = f_{s1} (As/sup)$$

$$F2 = f_{s2} (As/inf)$$

$$F1 = 41,23 \text{ Ton}$$

$$F2 = 41,23 \text{ Ton}$$

*Cálculo de  $\beta_1$ ,  $a$  y  $Cc$ :*

$$\beta_1 = 1,05 - \frac{f'c}{1400}$$

$$\beta_1 = 0,85$$

*Si:  $\beta_1 > 0,85$  ; entonces:  $\beta_1 = 0,85$*

*Si:  $\beta_1 < 0,65$  ; entonces:  $\beta_1 = 0,65$*

$$a = \beta_1 * C$$

$$a = 12,75 \text{ cm}$$

$$Cc = 0,85 * f'c * a * b$$

$$Cc = 91,03 \text{ Ton}$$

Fuerza(Ton)	Brazo(cm)	Momento(Ton-m)
91,04	8,63	7,85
41,23	10,00	4,12
41,23	10,00	4,12
M=		16,10

Tabla 3 - Tabla Resumen de Fuerzas Internas

```

Command Window
>> [ Fs,Ms] = fuerzaacero( 30,4200,2,25,5,15 )

Fs =

    41.23

Ms =

    4.12

```

Figura 13 - F1 calculado con Matlab

```

Command Window
>> [ Fs,Ms] = fuerzaacero( 30,4200,2,25,25,15 )

Fs =

   -41.23

Ms =

    4.12

```

Figura 14 - F2 calculado con Matlab

```

Command Window
>> [ Cc,brazo ] = comp(280,15,30,30)

Cc =

    91.03

brazo =

    0.09

```

Figura 15 - Cc calculado con Matlab

$$P = 91,04 \text{ Ton}$$

$$M = 16,10 \text{ Ton - m}$$

### Punto 3: Momento Cerca a $P = 0$

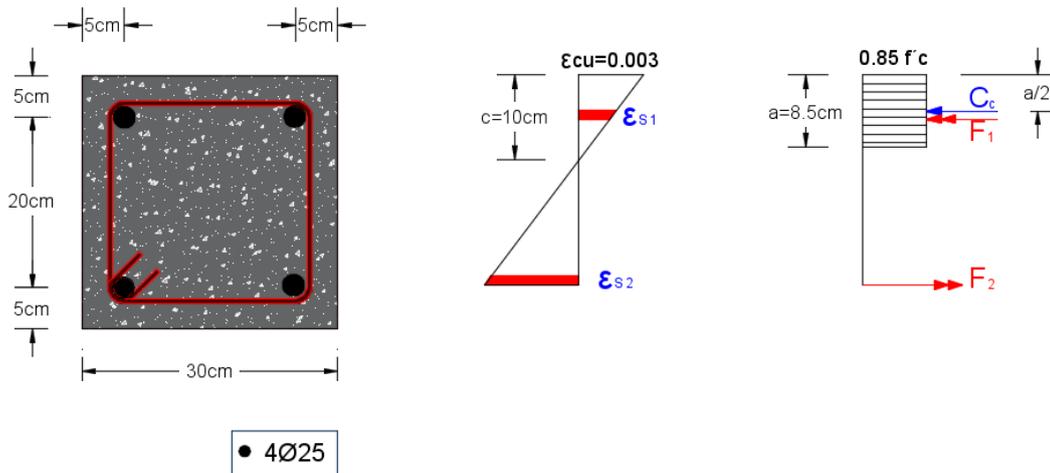


Figura 16 - Estados de Fuerzas Internas para  $c=10\text{ cm}$

$$c = 10\text{ cm}$$

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu} * (c - d)}{c}$$

$$\varepsilon_{cu} = 0,003$$

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s}$$

Si:  $\varepsilon_s \geq \varepsilon_y$  ; entonces Fluye

Si:  $\varepsilon_s \leq \varepsilon_y$  ; entonces No Fluye

$$\varepsilon_{s1} = 0,0015 \text{ No Fluye}$$

$$\varepsilon_{s2} = 0,045 \text{ Fluye}$$

**Esfuerzo del acero:**

$$\varepsilon_{s1} \text{ No Fluye; entonces } f_{s1} = E_s(\varepsilon_{s1})$$

$$\varepsilon_{s2} \text{ Fluye; entonces } f_{s2} = f_y$$

$$f_{s1} = 3150 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{s2} = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Fuerzas del acero:

$$F1 = f_{s1}(A_{s/sup})$$

$$F2 = f_{s2}(A_{s/inf})$$

$$F1 = 30,93 \text{ Ton}$$

$$F2 = 41,23 \text{ Ton}$$

Cálculo de  $\beta$ ,  $a$  y  $Cc$ :

$$\beta_1 = 1,05 - \frac{f'c}{1400}$$

$$\beta_1 = 0,85$$

Si:  $\beta_1 > 0,85$  ; entonces:  $\beta_1 = 0,85$

Si:  $\beta_1 < 0,65$  ; entonces:  $\beta_1 = 0,65$

$$a = \beta_1 * C$$

$$a = 8,50 \text{ cm}$$

$$Cc = 0,85 * f'c * a * b$$

$$Cc = 60,69 \text{ Ton}$$

Fuerza(Ton)	Brazo(cm)	Momento(Ton-m)
60,69	10,75	6,52
30,93	10,00	3,09
41,23	10,00	4,12
M=		13,74

Tabla 4 - Tabla Resumen de Fuerzas Internas

```
Command Window
>> [ Fs,Ms ] = fuerzaacero( 30,4200,2,25,5,10 )
Fs =
    30.93
Ms =
    3.09
```

Figura 17 - F1 calculado con Matlab

```
Command Window
Fs =
   -41.23
Ms =
    4.12
```

Figura 18 - F2 calculado con Matlab

```
Command Window
>> [ Cc,brazo ] = comp(280,10,30,30)
Cc =
    60.69
brazo =
    0.11
```

Figura 19 - Cc calculado con Matlab

$$P = 50,38 \text{ Ton}$$

$$M = 13,74 \text{ Ton} - m$$

#### Punto 4: Entre Puntos 1 y 2

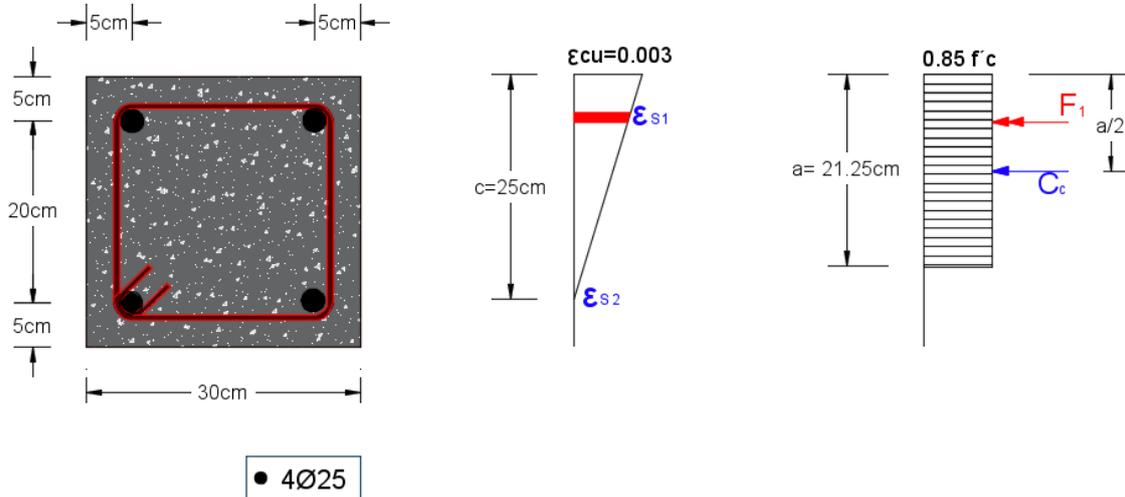


Figura 20 - Estados de Fuerzas Internas para  $c=25 \text{ cm}$

$$c = 25 \text{ cm}$$

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu} * (c - d)}{c}$$

$$\varepsilon_{cu} = 0,003$$

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s}$$

Si:  $\varepsilon_s \geq \varepsilon_y$  ; entonces Fluye

Si:  $\varepsilon_s \leq \varepsilon_y$  ; entonces No Fluye

$$\varepsilon_{s1} = 0,0024 \text{ Fluye}$$

$$\varepsilon_{s2} = 0,0000 \text{ No Fluye}$$

**Esfuerzo del acero:**

$$\varepsilon_{s1} \text{ Fluye; entonces } f_{s1} = f_y$$

$$\varepsilon_{s2} \text{ No Fluye; entonces } f_{s2} = E_s(\varepsilon_{s2})$$

$$f_{s1} = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{s2} = 0$$

**Fuerzas del acero:**

$$F1 = f_{s1}(A_s/\text{sup})$$

$$F2 = f_{s2}(As/inf)$$

$$F1 = 41,23 \text{ Ton}$$

$$F2 = 0$$

**Cálculo de  $\beta$ ,  $a$  y  $Cc$ :**

$$\beta_1 = 1,05 - \frac{f'c}{1400}$$

$$\beta_1 = 0,85$$

Si:  $\beta_1 > 0,85$  ; entonces:  $\beta_1 = 0,85$

Si:  $\beta_1 < 0,65$  ; entonces:  $\beta_1 = 0,65$

$$a = \beta_1 * C$$

$$a = 21,25 \text{ cm}$$

$$Cc = 0,85 * f'c * a * b$$

$$Cc = 151,73 \text{ Ton}$$

Fuerza(Ton)	Brazo(cm)	Momento(Ton-m)
151,73	4,38	6,64
41,23	10,00	4,12
0,00	10,00	0,00
M=		10,76

*Tabla 5 - Tabla Resumen de Fuerzas Internas*

```

Command Window
>> [ Fs,Ms] = fuerzaacero( 30,4200,2,25,5,25 )

Fs =

    41.23

Ms =

    4.12
    
```

*Figura 21 - F1 calculado con Matlab*

```

Command Window
>> [ Fs,Ms] = fuerzaacero( 30,4200,2,25,5,25 )

Fs =

    41.23

Ms =

    4.12
    
```

*Figura 22 - F2 calculado con Matlab*

```

Command Window
>> [ Cc,brazo ] = comp(280,25,30,30)

Cc =

    151.72

brazo =

    0.04

```

Figura 23 - Cc calculado con Matlab

$$P = 192,96 \text{ Ton}$$

$$M = 10,76 \text{ Ton - m}$$

### Punto 5: Tracción Pura

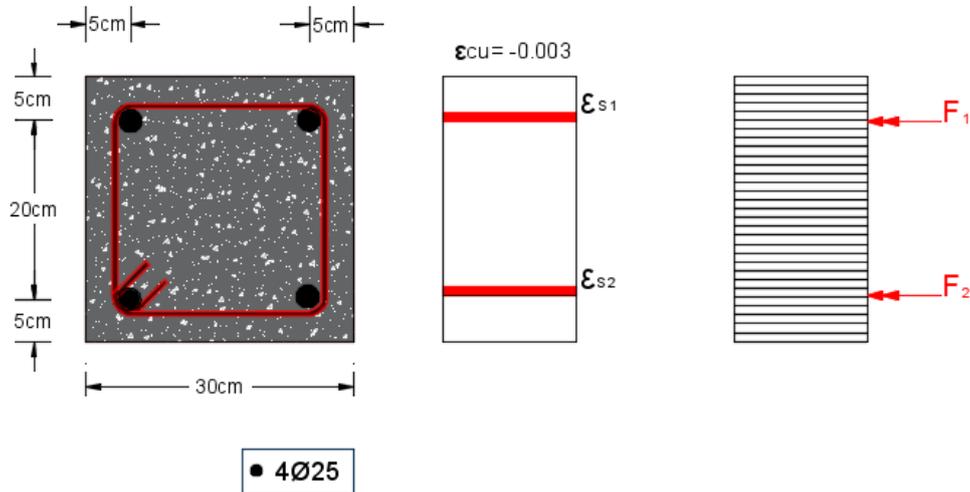


Figura 24 - Estados de Fuerzas Internas para Tracción Pura

$$P_t = A_s * f_y$$

$$P_t = -82,47 \text{ Ton}$$

```

Command Window
>> [ Pt ] = traccpura( 4200,19.634 )

Pt =

   -82.46

```

Figura 25 - Pt calculado con Matlab

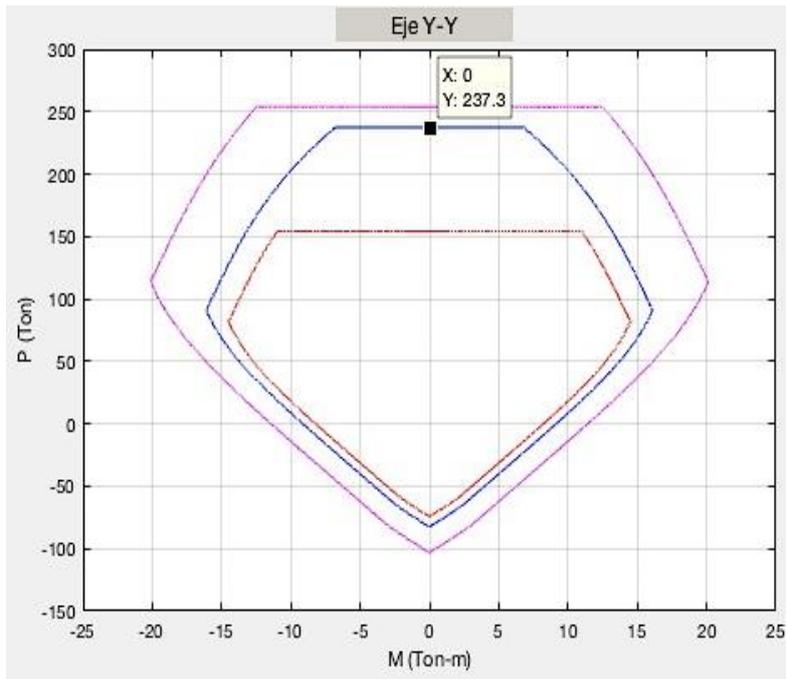


Figura 26 - Punto 1: Compresión Pura con Matlab

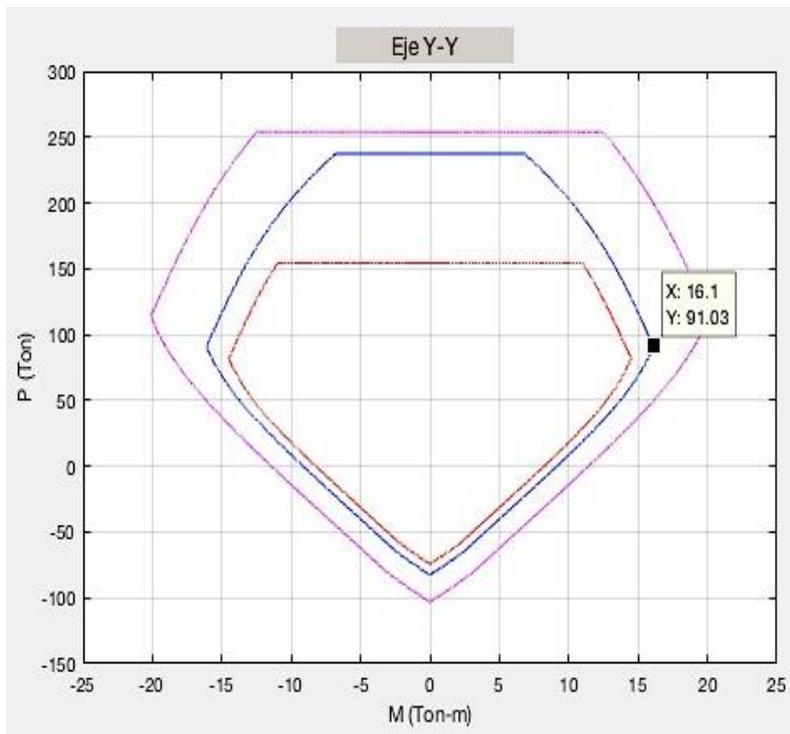


Figura 27 - Punto 2: Falla Balanceada con Matlab

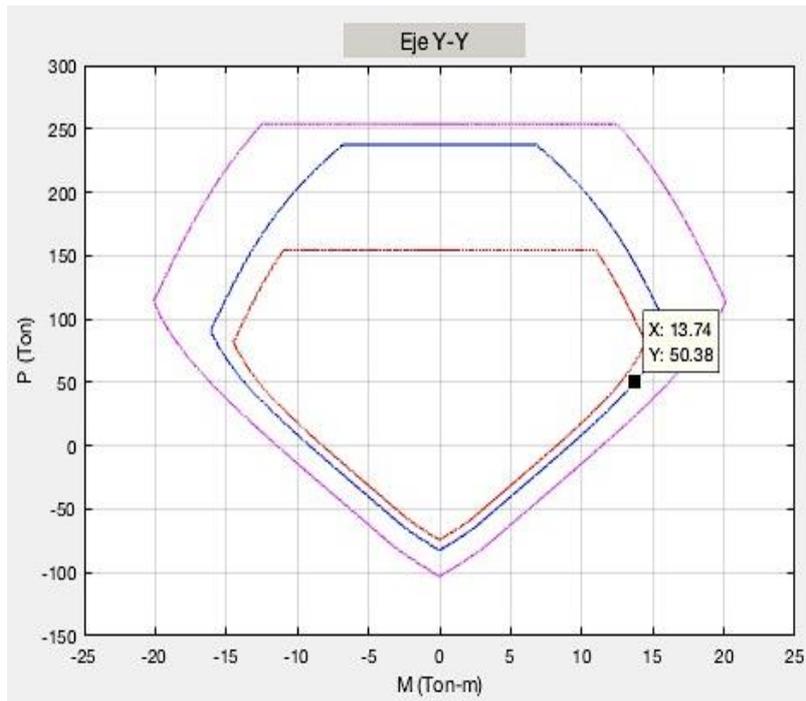


Figura 28 - Punto 3: Momento Cerca a P=0 con Matlab

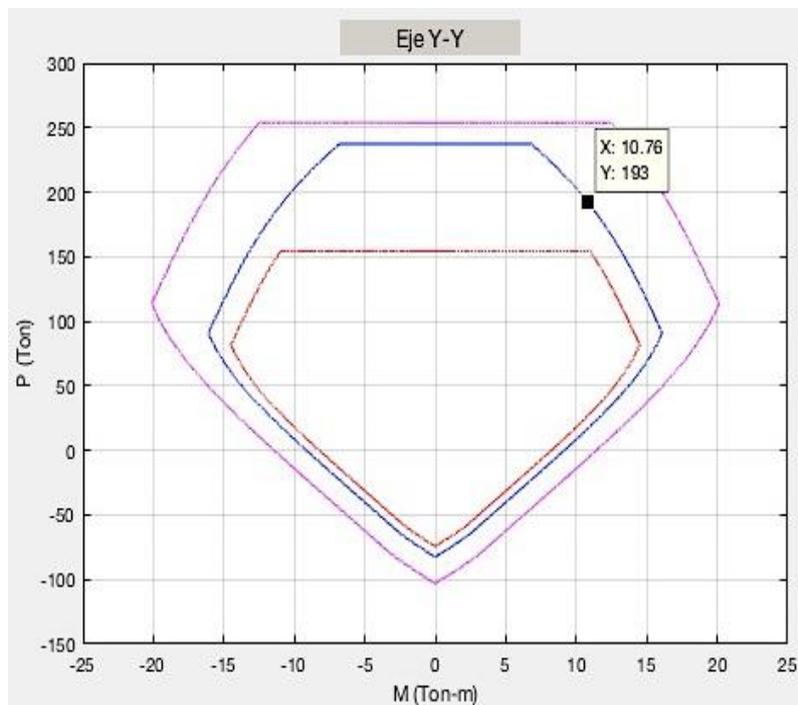


Figura 29 - Punto 4: Entre Puntos 1 y 2 con Matlab

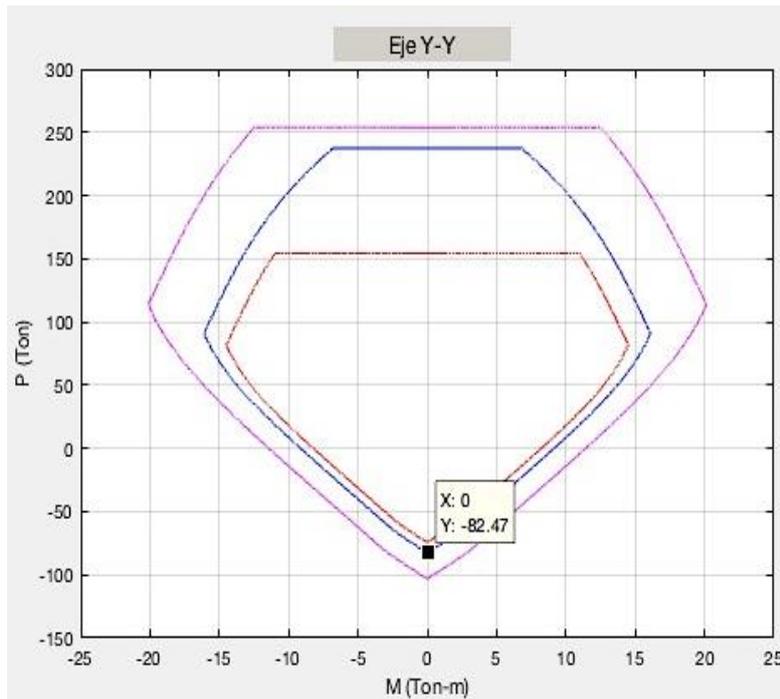


Figura 30 - Punto 5: Tracción Pura con Matlab

## 2.5 DISEÑO POR CAPACIDAD EN ELEMENTOS DE HORMIGÓN ARMADO

“El método de diseño por capacidad se desarrolló originalmente en Nueva Zelanda para estructuras de hormigón armado. En la actualidad ha sido aceptado internacionalmente y sus principios se han extendido también al diseño de estructuras de acero. Los estudios experimentales han permitido mejorar el entendimiento del comportamiento sísmico y del detallado que se debe realizar para fomentar un adecuado desempeño estructural. Se han desarrollado una serie de herramientas para que el Ingeniero estructural fomente el comportamiento consistente, estable y controlado de las estructuras sismo-resistentes, en lo fundamental podemos agruparlas en conceptos de diseño por capacidad, dinámica estructural e índices de daño”. (Salas, 2013)

### 2.5.1 Principios de diseño

Para el principio de diseño por capacidad (Salas, 2013) afirma lo siguiente:

*El diseño por capacidad está basado en la formulación de una jerarquía en la resistencia de los componentes que conforman el sistema estructural para permitir la formación de un adecuado mecanismo de deformación plástica (mecanismo de falla), evitando la ocurrencia de fallas frágiles. Para ello se determinan ciertas zonas*

de la estructura sismo-resistente que se diseñan y detallan para disipar energía en forma dúctil y estable, y que se denominan comúnmente rótulas plásticas. Es necesario puntualizar sobre unas tres ideas muy conocidas por los ingenieros, y que tácitamente son asumidas dentro del desarrollo del tema.

1. Se considera que un edificio se comportará inelásticamente ante un sismo severo (sismo de diseño); caso contrario, las fuerzas horizontales deberán ser varias veces las que estipulan los códigos, para obtener un diseño elástico, el cual resultaría totalmente antieconómico.
2. Aquellas partes de la estructura que entrarán en el rango inelástico deberán localizarse en las vigas y no en las columnas; es decir, el criterio de columna fuerte–viga débil debe prevalecer.
3. El concepto de “capacidad” primará en cada paso de un diseño sismo resistente, es decir en este caso, que las fuerzas en el nudo (o en las rótulas) dependen de las armaduras presentes en dichas zonas, es decir, las armaduras a ser colocadas realmente y no de las fuerzas encontradas al analizar la estructura. (Salas, 2013)

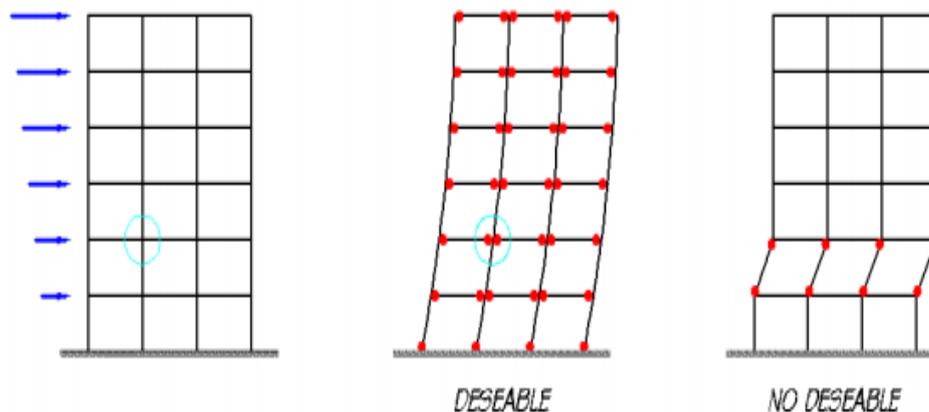


Figura 31 - Comportamiento inelástico de una estructura  
(Fuente: Tomado de Salas)

### 2.5.2 Ubicación de las rótula plásticas

(Salas, 2013) afirma lo siguiente sobre la ubicación de las rótulas plásticas:

*En una estructura cuyo sistema resistente a carga sísmica esté constituido por columnas y vigas (sistema de pórticos), y proyectado para que se comporte inelásticamente en el caso del sismo severo, es imprescindible que la rótula inelástica tenga lugar en las vigas y no en las columnas caso contrario la estabilidad global de la estructura se vería en serio riesgo. La excepción a esto tiene lugar, claro está, en la base de las columnas en el empotramiento de las mismas en la cimentación, donde deben presentarse las rótulas para completar el mecanismo de comportamiento inelástico de la estructura.*

*Se presentan entonces dos problemas: primero el garantizar que se dé un comportamiento inelástico confiable, es decir por rotación inelástica en flexión y segundo, que este comportamiento inelástico se manifieste en las vigas, fuera de los nudos.*

*El primer punto es muy importante, y se podría sintetizarlo así: En todos y cada uno de los elementos estructurales, y ante todas las situaciones de carga posible, la capacidad a cortante tiene que ser mayor que la capacidad a flexión: es decir, se busca que la falla sea por flexión y no por cortante. La falla por flexión se manifiesta por rotación inelástica de la sección. Para conseguirlo, se debe diseñar el cortante teniendo en cuenta la máxima capacidad a flexión; el diseño a flexión deberá por su parte asegurar suficiente ductilidad de curvatura.*

*El concepto de “capacidad” nada tiene que ver con las cargas exteriores aplicadas a las estructuras o al miembro, sino que implica la utilización de la armadura presente en la sección, cuyo esfuerzo para este cálculo puede ser mayor que el especificado; también puede ser necesario no utilizar factores de reducción de capacidad de carga  $\phi$ , puesto que, aunque suene extraño, la peor situación para el cortante se puede presentar cuando la columna está diseñada para resistir mucha flexión, entonces esto aumentará la demanda de corte en los extremos de la columna.*

*Respecto al segundo punto, para que las rótulas inelásticas se presenten en las vigas y no en las columnas, las capacidades mínimas a flexión de las columnas deben ser mayores que las capacidades máximas a flexión de la viga (columna fuerte – viga débil).*

En ambos casos, las capacidades son nominales, y el esfuerzo del acero será  $f_y$ , el especificado, es decir, no se considera el endurecimiento del acero por deformación, ya que lo único que interesa es establecer cuál de los dos elementos (la viga o la columna) entra en fluencia primero.

Si bien es muy fácil enunciar el propósito, no lo es tanto su puesta en práctica. No existe todavía consenso exacto ni sobre la mínima capacidad de la columna ni sobre la máxima de la viga.

### 2.5.3 Capacidad en columnas

Hablando de capacidad en columnas de hormigón armado (Salas, 2013) indica lo siguiente:

En efecto inclusive dada la geometría, materiales y armado de columnas, su capacidad a flexión no es única. Las dos principales fuentes de discusión son:

- a) La carga axial que debe utilizarse para obtener la capacidad de la columna, b)
- La necesidad de considerar los efectos de momento biaxiales en la misma.

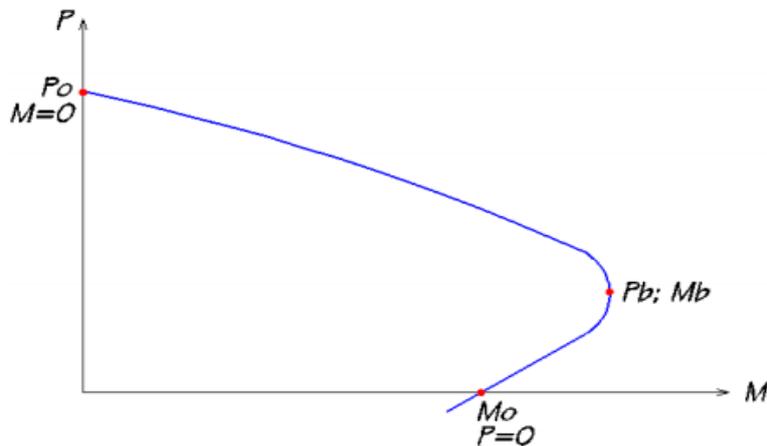


Figura 32 - Diagrama Esquemático de Interacción Carga Axial - Momento en Columnas  
(Fuente: Tomado de Salas)

En efecto, en un diagrama de interacción carga-momento de una columna, (ver Figura 32) , se observa que su máxima capacidad a flexión,  $M_n$ , fluctúa entre  $M_b$  (momento balanceado), y  $M_0$ , acompañada de carga axial igual a cero respectivamente. El problema es, entonces, cuál valor de  $M_n$  se debe usar. Como se indicó arriba, la respuesta no está completamente definida.(...) Se pueden

sugerir dos recomendaciones: la primera, sugiere el uso de  $M_n$  asociado con  $P_n = 0$ . Se supone que esta es una posición conservadora, puesto que se deja de lado la carga axial presente en la columna, que ayudaría a resistir un momento mayor al menos en la zona por debajo de  $P_b$ , la segunda permite el uso de una mínima carga axial que se puede presentar en la columna, obtenida en el cálculo en base a las combinaciones de carga, es decir,

$P_n = P_d - P_s$ , (ver Figura 33), donde:

$P_n$  = carga axial nominal que servirá para obtener el momento resistente de la columna.

$P_d$  = carga axial debida a carga muerta.

$P_s$  = carga axial debida al sismo.

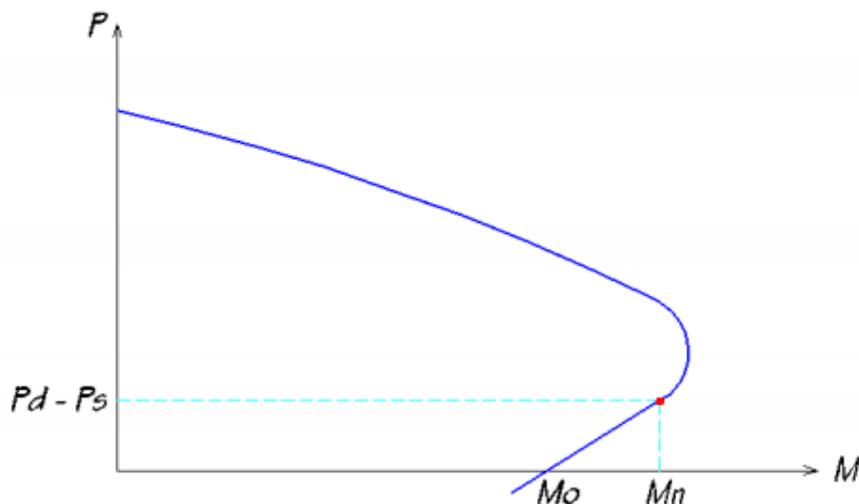


Figura 33 - Capacidad a Flexión de una Columna  
(Fuente: Tomado de Salas)

#### 2.5.4 Cálculo del cortante en columnas

“El cortante de diseño se calcula en función de la capacidad máxima a momento disponible en la columna, es decir, en función del momento determinado en un diagrama de interacción, como se lo explicó anteriormente.” (Salas, 2013)

Sin embargo, este cálculo se lo debe realizar en el diagrama de interacción de sobre-resistencia, como indica (Salas, 2013) “la resistencia de fluencia real del acero casi

siempre es mayor a la especificada y también por la probabilidad de que ocurra endurecimiento por deformación, se recomienda usar un esfuerzo de por lo menos  $1.25 f_y$  en el refuerzo longitudinal”.

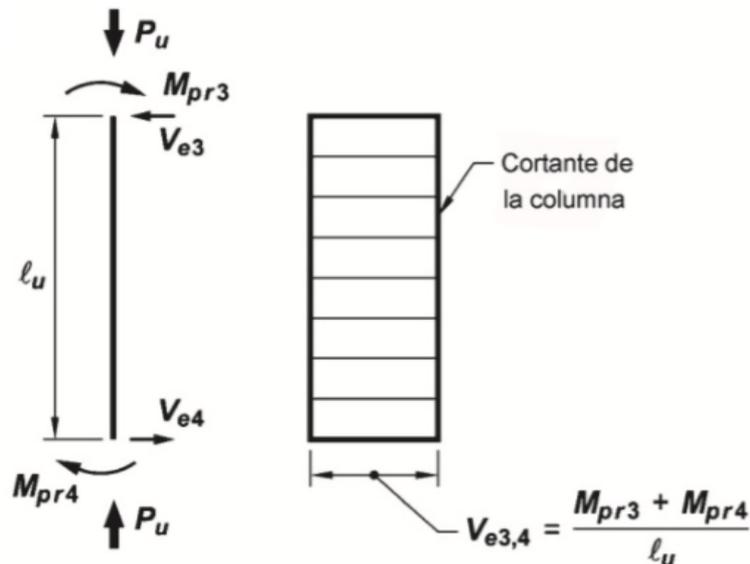


Figura 34 - Cortante de Diseño para Columnas  
(Fuente: Tomado de ACI 318-14)

## 2.6 REQUISITOS QUE SE DEBEN CUMPLIR SEGÚN ACI 318-14 PARA LOGRAR ESTRUCTURAS SEGURAS Y FUNCIONALES

Para que el diseño de columnas sea satisfactorio deberá cumplir al menos con los siguientes requisitos dados por ACI 318-14 (American Concrete Institute, 2015):

**18.7.2.1** Las columnas deben cumplir con (a) y (b):

(a) La dimensión menor de la sección transversal, medida en una línea recta que pasa a través del centroide geométrico, debe ser al menos 12 pulg.

(b) La relación entre la dimensión menor de la sección transversal y la dimensión perpendicular debe ser al menos 0.4.

**18.7.3.2** Las resistencias a flexión de las columnas deben cumplir con:

$$\Sigma M_{nc} \geq (6/5)\Sigma M_{nb} \quad (18.7.3.2)$$

**18.7.3.3** Cuando **18.7.3.2** no se cumple en un nudo, la resistencia lateral y la rigidez de las columnas que lleguen a ese nudo se deben ignorar al calcular la resistencia

y la rigidez de la estructura. Estas columnas deben cumplir con **18.14**.

**18.7.4.1** El área de refuerzo longitudinal,  $A_{st}$ , debe ser al menos **0.01  $A_g$**  y no debe exceder **0.06  $A_g$** .

**18.7.5.3** La separación del refuerzo transversal no debe exceder la menor de (a) hasta (c):

(a) La cuarta parte de la dimensión menor de la columna.

(b) Seis veces el diámetro de la menor barra de refuerzo longitudinal.

(c)  $s_0$  según se calcule por medio de la ecuación (18.7.5.3):

$$s_0 = 10 + \left( \frac{35 - h_x}{3} \right) \quad (18.7.5.3)$$

El valor de  $s_0$  de la ecuación (18.7.5.3) no debe ser mayor a **6 pulg.** y no es necesario tomarlo menor a **4 pulg.**

**18.4.2.3**  $\phi V_n$  debe ser al menos igual al menor de (a) y (b):

(a) El cortante correspondiente al desarrollo de las resistencias nominales a momento de la columna en cada extremo restringido de la longitud no soportada debido a flexión con curvatura inversa. La resistencia a flexión de la columna debe calcularse para la fuerza axial mayorada, congruente con la dirección de las fuerzas laterales consideradas, que resulte en la mayor resistencia a flexión.

(b) El cortante máximo obtenido de las combinaciones de carga de diseño que incluyan  $E$ , con  $\Omega_0 E$  substituyendo a  $E$ .

**18.4.3.3** La longitud  $l_0$ , no debe ser menor que la mayor entre (e) hasta (g):

(e) Una sexta parte de la luz libre de la columna.

(f) La mayor dimensión de la sección transversal de la columna.

(g) 18 pulg.

**18.7.6.2.1** El refuerzo transversal en las longitudes  $l_0$ , definidas en **18.7.5.1**, debe diseñarse para resistir el cortante suponiendo  $V_c=0$  cuando (a) y (b) ocurran simultáneamente:

(a) La fuerza cortante inducida por el sismo, calculada de acuerdo con **18.7.6.1**, representa la mitad o más de la resistencia a cortante requerida dentro de  $l_0$ .

(b) La fuerza axial de compresión mayorada  $P_u$  incluyendo el efecto sísmico es menor que  $A_g * f'c/20$ .

**22.5.1.1** La resistencia nominal para cortante en una dirección en una sección,  $V_n$ , se debe calcular como:

$$V_n = V_c + V_s \quad (22.5.1.1)$$

**22.5.1.6**  $V_s$  debe calcularse de acuerdo con **22.5.10**.

**22.5.10.1** En cada sección donde  $V_u > \phi V_c$ , debe colocarse refuerzo transversal de tal manera que se cumpla con la ecuación (22.5.10.1):

$$V_s \geq \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad (22.5.10.1)$$

**22.5.10.5.3** El  $V_s$  para refuerzo a cortante que cumple con 22.5.10.5.1 se debe calcular como:

$$V_s = \frac{A_v * f_{yt} * d}{s} \quad (22.5.10.5.3)$$

**18.4.4.1** Los nudos viga-columna deben tener refuerzo transversal de acuerdo con el Capítulo 15.

**22.5.1.2** Las dimensiones de la sección transversal deben seleccionarse para cumplir con la ecuación (22.5.1.2).

$$V_u \leq \left( V_c + 2.2\sqrt{f'c} b_w d \right) \quad (22.5.1.2)$$

**18.6.2.1** Las vigas deben cumplir con (a) hasta (c).

(a) La luz libre  $l_n$  no debe ser menor que  $4d$ .

(b) El ancho  $b_w$  debe ser al menos igual al menor de  $0.3h$  y 10 pulg. (c)

La proyección del ancho de la viga más allá del ancho de la columna soportante a cada lado no debe exceder el menor de  $c_2$  y  $0.75c_1$ .

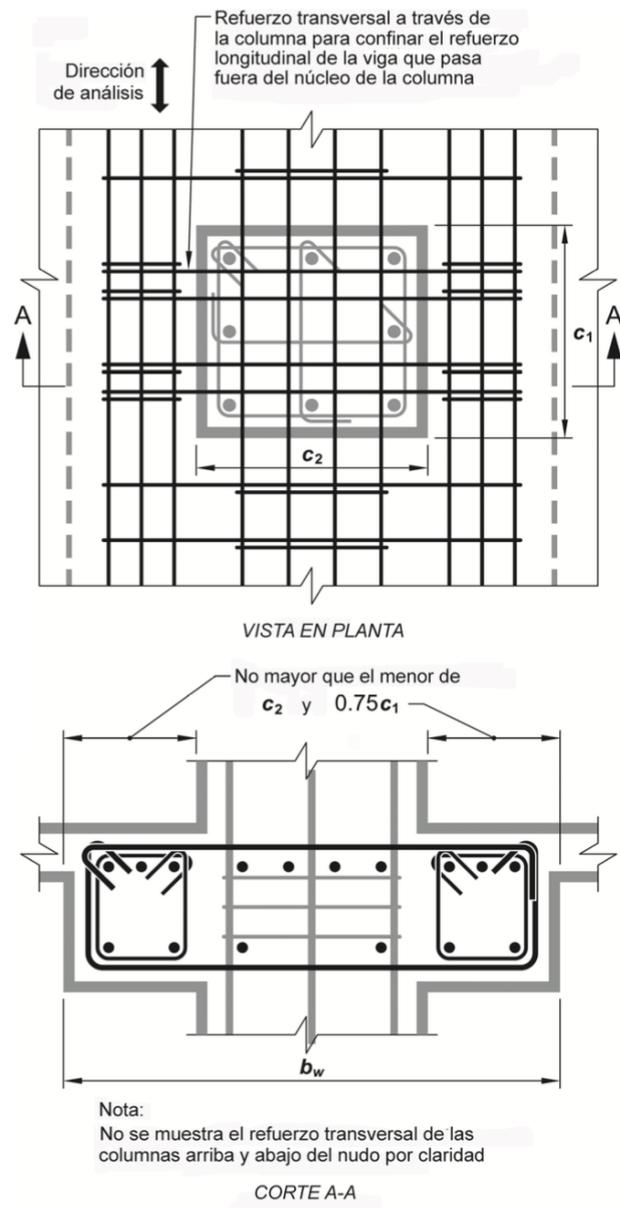


Figura 35 - Conexión Viga – Columna  
 (Fuente: Tomado de ACI 318-14)

**Tabla 18.8.4.1 — Resistencia nominal del nudo a cortante  $V_n$**

Configuración del nudo	$V_n$
Para nudos confinados por vigas en sus cuatro caras <sup>[1]</sup>	$20\lambda\sqrt{f'_c}A_j$ <sup>[2]</sup>
Para nudos confinados por vigas en tres de sus caras o en dos caras opuestas <sup>[1]</sup>	$15\lambda\sqrt{f'_c}A_j$ <sup>[2]</sup>
Para otros casos	$12\lambda\sqrt{f'_c}A_j$ <sup>[2]</sup>

[1] Véase 18.8.4.2.

[2]  $\lambda$  debe ser 0.75 para concreto liviano y 1.0 para concreto de peso normal.  $A_j$  está dado en 18.8.4.3.

*Tabla 6 - Resistencia Nominal del Nudo a Cortante  $V_n$   
(Fuente: Tomado de ACI 318-14)*

$$5.3\lambda\sqrt{f'_c}A_j$$

$$4.0\lambda\sqrt{f'_c}A_j$$

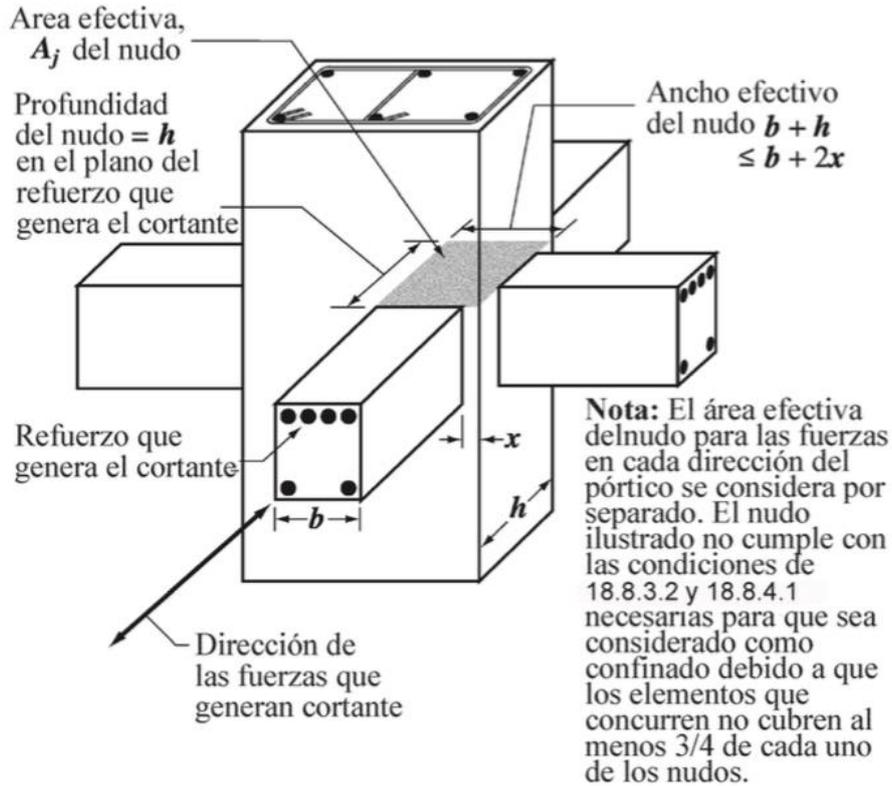
$$3.2\lambda\sqrt{f'_c}A_j$$

*Tabla 7 - Fórmula 18.8.4.1 para unidades en kg/cm<sup>2</sup>  
(Fuente: Tomado de ACI 318-14)*

**18.8.4.3** El área efectiva de la sección transversal dentro del nudo,  $A$ , se calcula como el producto de la profundidad del nudo por su ancho efectivo. La profundidad del nudo es la altura total de la sección de la columna,  $h$ . El ancho efectivo del nudo debe ser el ancho total de la columna, excepto cuando la viga llega a una columna más ancha, el ancho efectivo del nudo no debe exceder el menor de (a) y (b):

(a) El ancho de la viga más la altura del nudo.

(b) Dos veces la distancia perpendicular más pequeña del eje longitudinal de la vigas al lado de la columna.

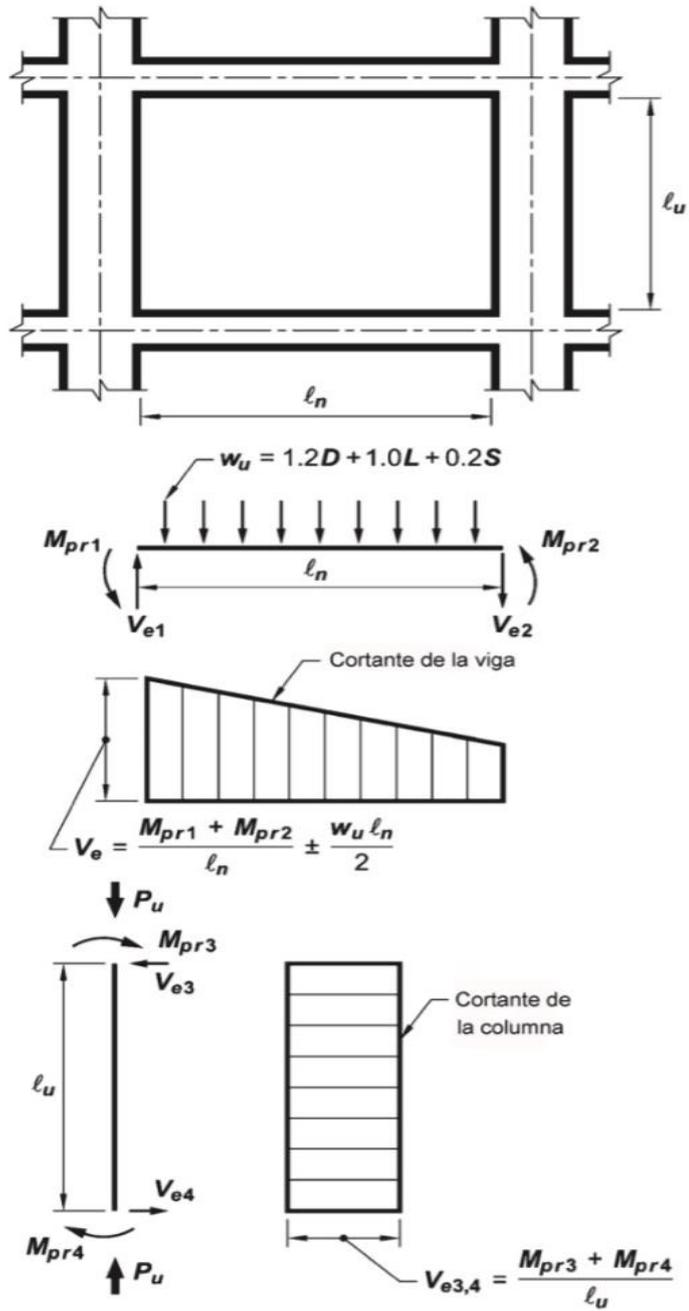


**Fig. R18.8.4** — Área efectiva del nudo

Figura 36 - Área Efectiva del Nudo  
(Fuente: Tomado de ACI 318-14)

**18.6.5.1 Fuerzas de diseño** — La fuerza cortante de diseño

$V_e$  debe determinarse a partir de las fuerzas en la parte de la viga comprendida entre las caras del nudo. Se debe suponer que en las caras de los nudos localizados en los extremos de la viga actúan momentos de signo opuesto correspondientes a la resistencia a flexión probable,  $M_{pr}$ , y que la viga está además cargada a lo largo de la luz con cargas aferentes gravitacionales mayoradas.



**Fig. R18.6.5** — Cortante de diseño para vigas y columnas

Figura 37 - Cortante de Diseño para Vigas y Columnas  
(Fuente: Tomado de ACI 318-14)

**Tabla 18.7.5.4 — Refuerzo transversal para columnas en pórticos especiales resistentes a momento**

Refuerzo transversal	Condición	Expresiones aplicables	
$A_{sh}/s b_c$ para estribos cerrados de confinamiento rectilíneos	$P_u \leq 0.3 A_g f'_c$ y $f'_c \leq 10,000$ lb./pulg. <sup>2</sup>	Mayor de (a) y (b)	$0.3 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (a) $0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (b)
	$P_u > 0.3 A_g f'_c$ ó $f'_c > 10,000$ lb./pulg. <sup>2</sup>	Mayor de (a), (b) y (c)	$0.2 k_f k_n \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}}$ (c)
$\rho_s$ para espirales o estribos cerrados de confinamiento circulares	$P_u \leq 0.3 A_g f'_c$ y $f'_c \leq 10,000$ lb./pulg. <sup>2</sup>	Mayor de (d) y (e)	$0.45 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (d) $0.12 \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (e)
	$P_u > 0.3 A_g f'_c$ ó $f'_c > 10,000$ lb./pulg. <sup>2</sup>	Mayor de (d), (e) y (f)	$0.35 k_f \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}}$ (f)

Tabla 8 - Refuerzo Transversal para Columnas en Pórticos Especiales Resistentes a Momento

(Fuente: Tomado de ACI 318-14)

**18.7.5.5** Más allá de la longitud  $l_0$  especificada en 18.7.5.1, la columna debe contener refuerzo en forma de espiral o estribos cerrados de confinamiento, que cumplan con 25.7.2 hasta 25.7.4, con un espaciamiento  $s$  que no exceda al menor de seis veces el diámetro de las barras longitudinales de la columna ó 6 pulg., a menos que 18.7.4.3 ó 18.7.6 requieran mayores cantidades de refuerzo transversal.

## CAPÍTULO 3

### 3. DESCRIPCIÓN DEL PROGRAMA

Se creó un software muy sencillo y básico, para que brinde todas las comodidades y facilidades en cuanto a la inserción y obtención de datos, de tal manera que el usuario se sienta satisfecho al momento de utilizarlo.

#### 3.1 FUNCIONALIDAD

El software realizado tendrá como principal funcionalidad ayudar a cualquier usuario, ya sea a estudiantes, o a Ingenieros Civiles, debido a que muchas veces se requieren criterios adquiridos a través de estudios universitarios o por experiencia en el ejercicio de la profesión, pero en fin el software está dirigido al uso de múltiples usuarios.

#### 3.2 MANUAL DE USUARIO

A continuación se explicará paso a paso y detalladamente la forma de utilizar el software:

##### Paso 1:

Abrir función llamada: “**diagrama.m**”, véase **Interfaz de función** en la Figura 38.

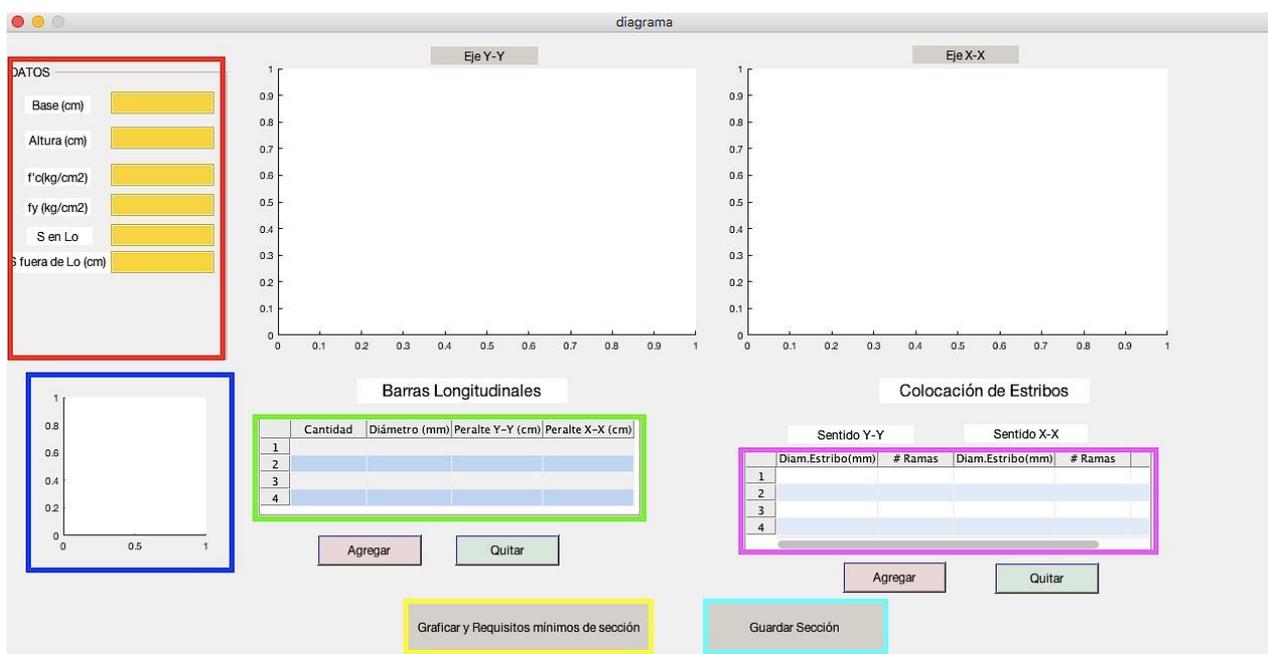


Figura 38 - Interfaz de Función Diagrama.m

##### Paso 2:

Ingresar las características de la sección de interés, véase Figura 38 (zona encerrada en color rojo).

Datos de ingreso son:

Base de columna: en centímetros.

Altura de columna: en centímetros.

( $f_c$ ) Esfuerzo de compresión del hormigón: en  $\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ .

( $f_y$ ) Esfuerzo de fluencia del acero: en  $\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ .

(S en  $l_0$ ) Separación de estribos en extremos de columna o zona  $l_0$ : en centímetros.

(S fuera  $l_0$ ) Separación de estribos en la zona fuera de  $l_0$ : en centímetros.

### **Paso 3:**

Ingresar barras de acero a colocar en la columna, véase Figura 38 (zona encerrada en color verde). Las coordenadas de las barras de acero se las debe colocar tomando como referencia el punto (0,0), véase Figura 38 (zona encerrada en color azul).

Datos de ingreso son:

Cantidad: Colocar 1 ya que se colocarán las barras 1 a 1.

Diámetro: en milímetros.

Peralte Y-Y: en centímetros.

Peralte X-X: en centímetros.

Aquí se podrá “Agregar” o “Quitar” las barras de acero según sea la conveniencia.

### **Paso 4:**

Ingresar cantidad de ramas a colocar en la columna ya sea en sentido Y-Y o X-X, véase Figura 38 (zona encerrada en color magenta).

Datos de ingreso son:

Diam. Estribos: en milímetros.

# Ramas: en números.

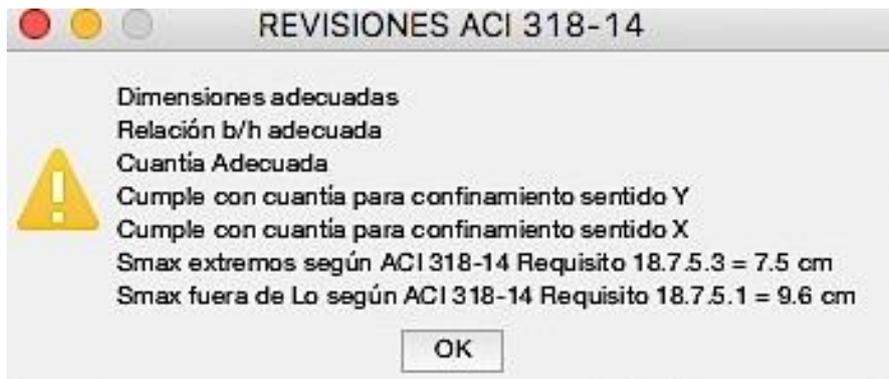
Aquí se podrá “Agregar” o “Quitar” ramas de estribos según sea la conveniencia.

### **Paso 5:**

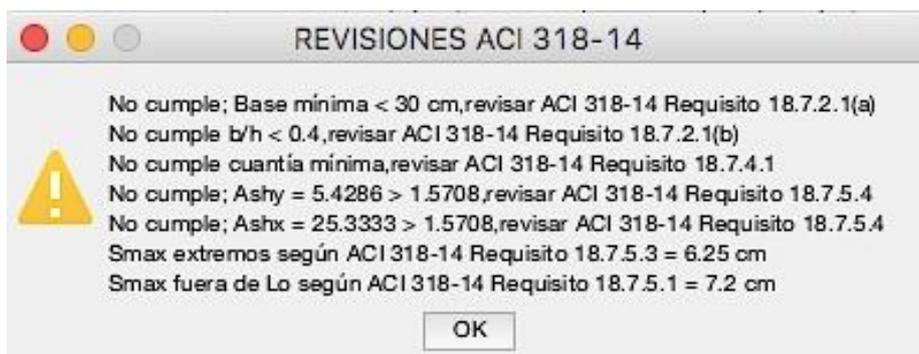
Dar clic en el botón “Graficar y Requisitos mínimos de sección”, véase Figura 38 (zona encerrada en color amarillo).

### **Paso 6:**

Una vez se lea el mensaje informativo sobre requisitos de ACI 318-14, véase Figura 39, si está seguro con las Revisiones de ACI 318-14 entonces dar clic en “Guardar sección” , véase Figura 38 (zona encerrada en color celeste), aquí podrá guardar el archivo con el nombre que sea de su agrado y en el lugar que desee. Cabe recalcar que las secciones se guardarán con el objetivo de tener una base de datos de todas las secciones creadas para que sea de utilidad en un futuro.



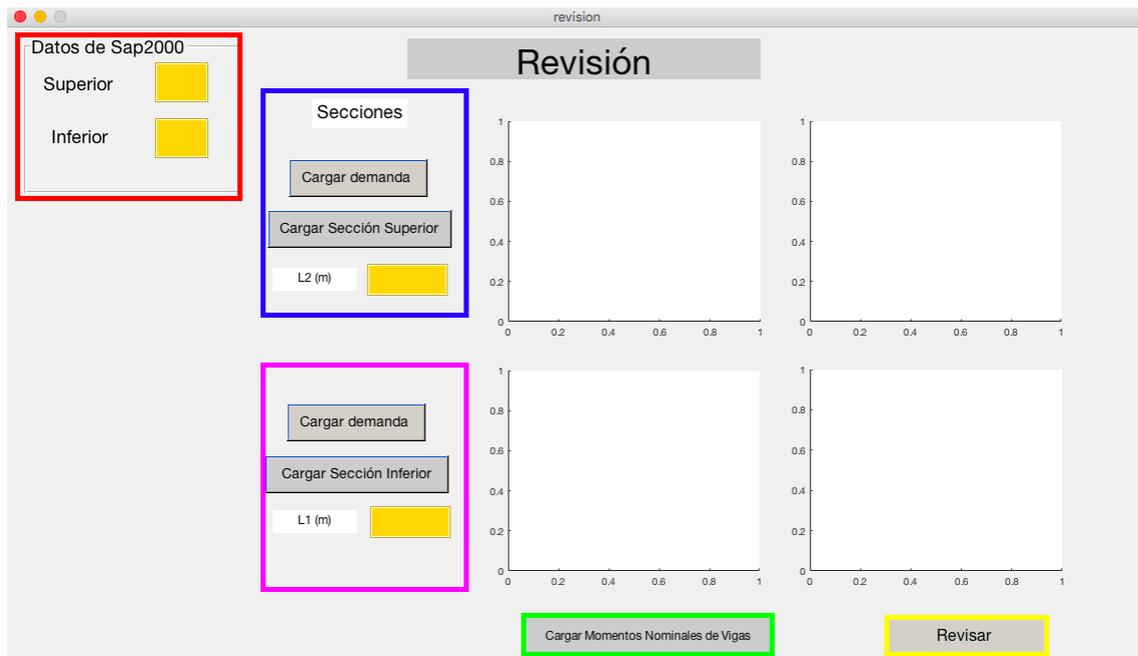
*Figura 39 - Mensaje Informativo Sobre Requisitos de ACI 318-14*



*Figura 39(a) - Mensaje Informativo Sobre Requisitos de ACI 318-14*

### **Paso 7:**

Abrir función llamada: “revision.m”, véase Interfaz de función en Figura 40.



*Figura 40 - Interfaz de Función Revisión.m*

**Paso 8:**

Ingresa el o los Elementos Estructurales que se van a revisar, se ingresará el número del Elementos Estructurales ya sea inferior y superior (en caso de que exista), véase Figura 40 (zona encerrada en color rojo).

**Paso 9:**

Se carga la demanda actuante en los Elementos Estructurales (columnas), estos datos son importados de Sap 2000 o Etabs a través de un archivo en formato Excel. También se deberá carga la sección de la columna que se colocará, estas secciones fueron grabadas previamente en el Paso 6, finalmente se ingresará la longitud de la columna (luz libre), véase Figura 40, en caso de querer revisar una sola columna se rellenarán los datos únicamente de la zona encerrada color en magenta, pero en caso de querer revisar dos columnas se deberá rellenar las zonas encerradas en color azul y magenta.

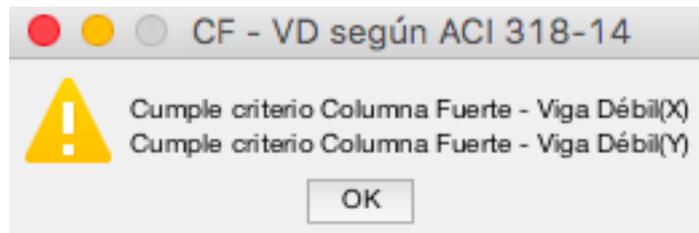
Datos de ingreso son:

Longitud de columna superior (L2): en metros.

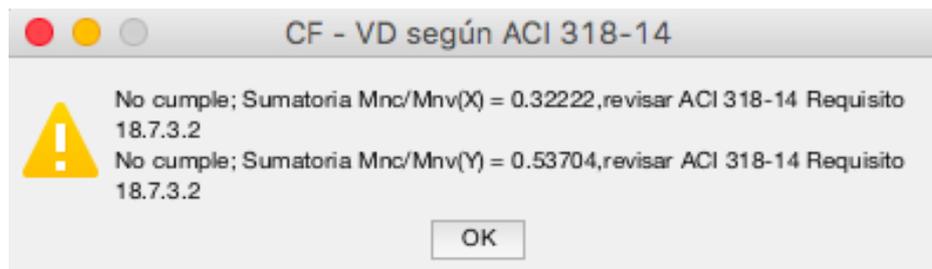
Longitud de columna inferior (L1): en metros.

**Paso 10:**

Se importará un archivo que contenga los Momentos Nominales de las Vigas para poder realizar la respectiva revisión de Columna Fuerte – Viga Débil. Una vez se importen los Momentos Nominales de las Vigas se hará la respectiva revisión, véase Figura 40 (zona encerrada en color verde). Luego aparecerá un mensaje en el cual nos indicará si cumple con este criterio o no, véase Figura 41.



*Figura 41 - Mensaje Informativo Sobre Columna Fuerte – Viga Débil según ACI 318-14*



*Figura 41(a)- Mensaje Informativo Sobre Columna Fuerte – Viga Débil según ACI 318-14*

**Paso 11:**

Finalmente dar clic en el botón “Revisar”, véase Figura 40 (zona encerrada en color amarillo).

**Paso 12:**

Una vez se lea el mensaje informativo sobre requisitos de ACI 318-14, véase Figura 42, el usuario podrá tomar una decisión en cuanto a las revisiones realizadas.

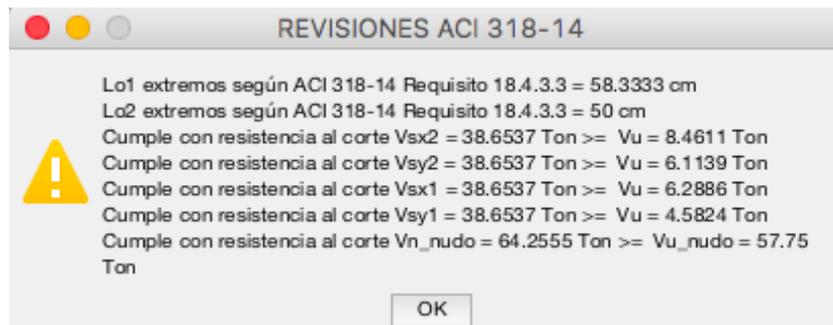


Figura 42 - Mensaje Informativo Sobre Requisitos de ACI 318-14

### 3.2.1 Ejemplo ilustrativo sobre revisiones ACI 318-14 que realiza el Software creado

Se realizarán todas las revisiones requeridas por ACI 318-14, para demostrar la funcionalidad del Software y así poder verificar la confiabilidad de este.

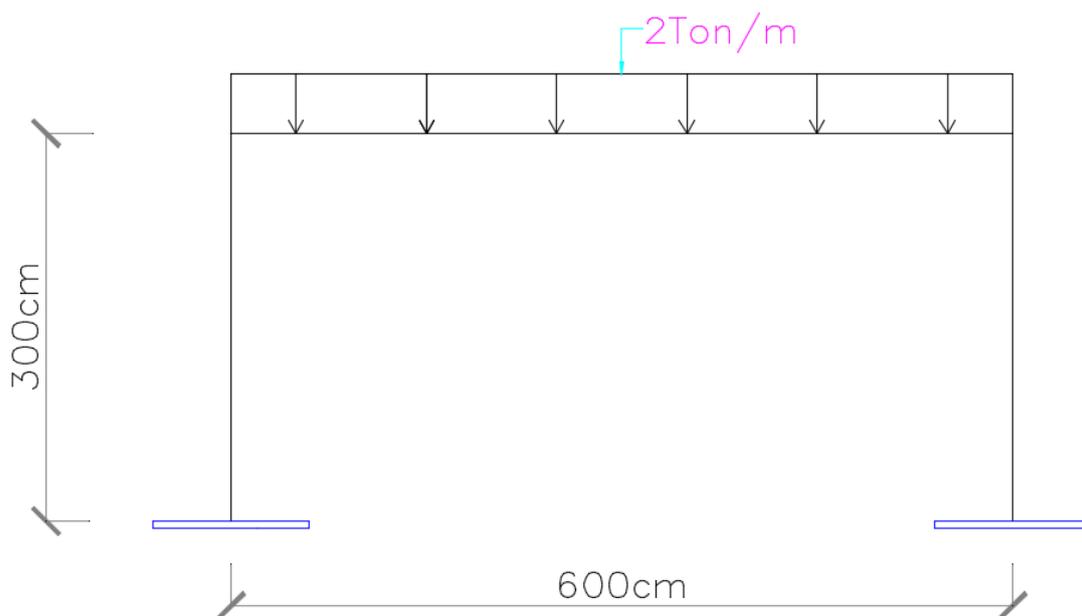


Figura 43 - Pórtico en una Dirección a Analizar

#### **Datos de vigas:**

Base = 30 cm

Altura = 40 cm

$d = 35 \text{ cm}$

$$f'_c = 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_y = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Longitud de viga = 6 m

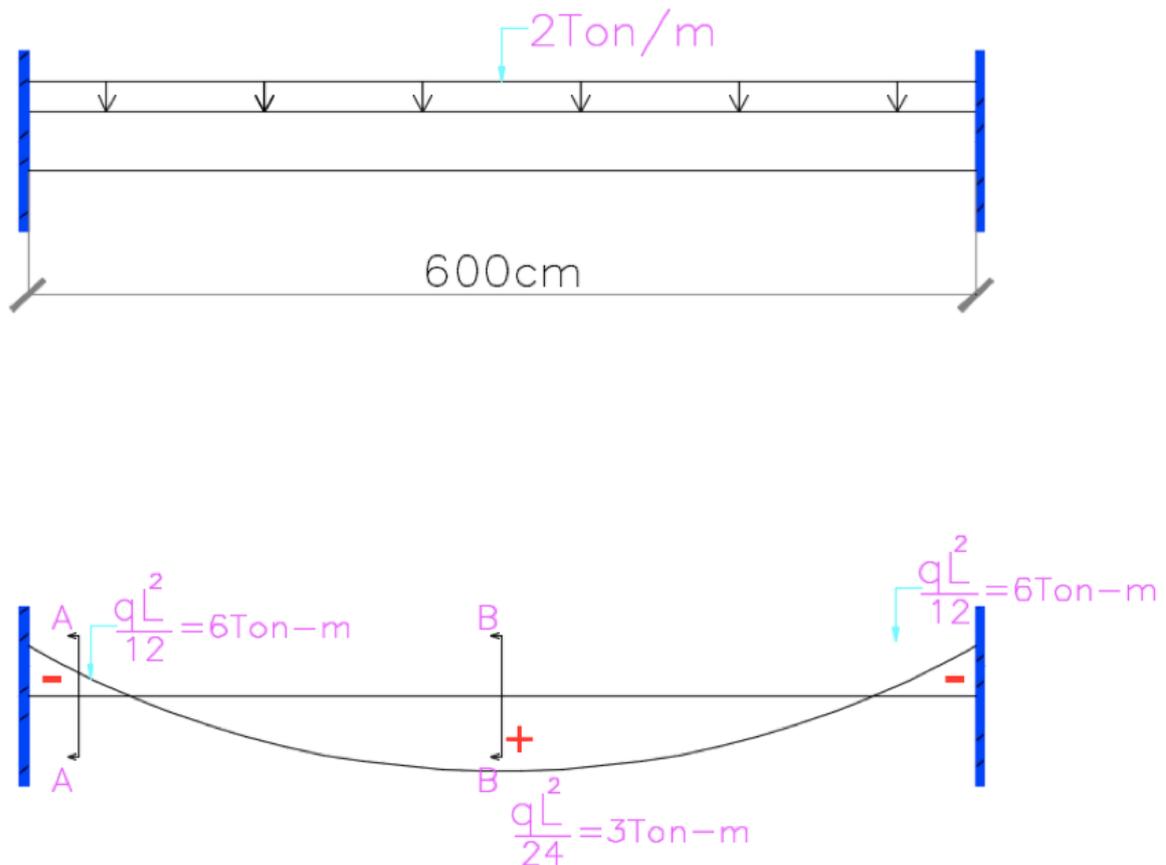


Figura 44 - Carga Actuante en la Viga y Diagrama de Momentos

$$0.59\omega^2 - \omega + \frac{Mu}{0.9(b)(d^2)(f'c)} = 0$$

$$0.59\omega^2 - \omega + \frac{6(10^5)}{0.9(30)(35^2)(280)} = 0$$

$$\omega = 0.065$$

$$\rho = \frac{f'c}{fy} \omega$$

$$\rho = \frac{280}{4200} (0.065)$$

$$\rho = 0.0043$$

$$As \text{ requerido} = \rho(b)(d)$$

$$As \text{ requerido} = 0.0043(30)(35)$$

$$As \text{ requerido} = 5.04 \text{ cm}^2$$

$$As \text{ m\u00ednimo} = \frac{14}{fy}(b)(d)$$

$$As_{\text{mínimo}} = \frac{14}{4200}(30)(35)$$

$$As_{\text{mínimo}} = 3.5 \text{ cm}^2 \rightarrow 2\phi 16 = 4.02 \text{ cm}^2 > As_{\text{mínimo}}, "OK"$$

$$As_{\text{adicional}} = 5.04 - 4.02 = 1.02 \text{ cm}^2 \rightarrow 1\phi 12 = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$1.13 \text{ cm}^2 > As_{\text{adicional}}, "OK"$$

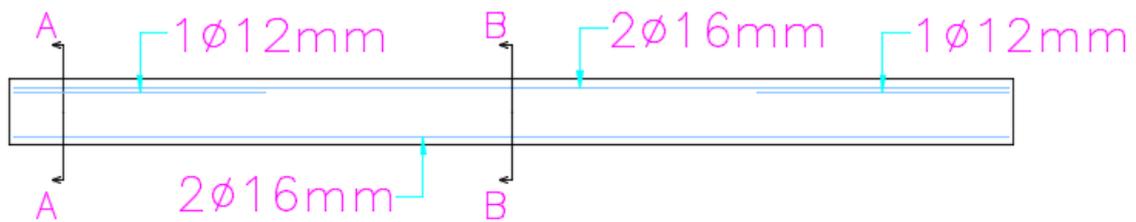


Figura 45 - Acero Longitudinal Colocado en Viga

A-A

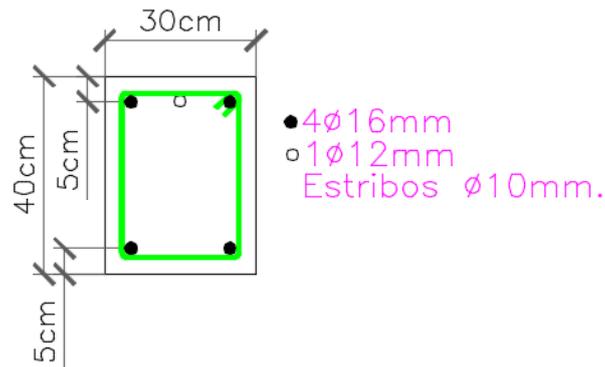


Figura 46 - Acero Longitudinal Colocado en Viga Corte A-A

B-B

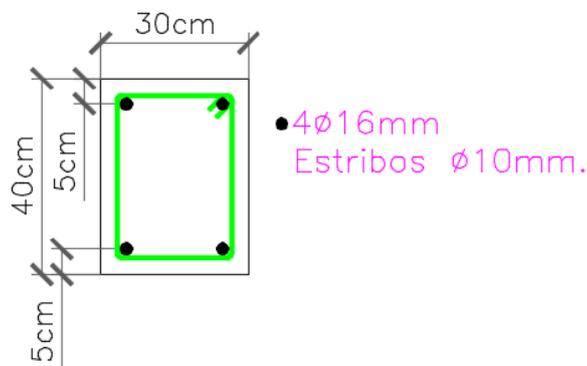


Figura 47 - Acero Longitudinal Colocado en Viga Corte B-B

### Cálculo de momento nominal

$$\begin{aligned}\phi Mn &= 0.9(b)(d)^2(f'c)(\omega(1 - 0.59\omega)) \\ \phi Mn &= 0.9(30)(35)^2(280)(0.065(1 - 0.59(0.065))) \\ \phi Mn &= 5.79 T - m\end{aligned}$$

### Cortante último en el nudo

$$\begin{aligned}As^+ &= 4.02 \text{ cm}^2 \\ As^- &= 5.15 \text{ cm}^2 \\ Vu_{nudo} &= (As^+ + As^-)(1.25fy) \\ Vu_{nudo} &= (4.02 + 5.15)(1.25 * 4200) \\ Vu_{nudo} &= 48.15 \text{ Ton}\end{aligned}$$

### Datos de columnas:

Base = 30 cm

Altura = 30 cm

$$f'c = 210 \frac{kg}{cm^2}$$

$$fy = 4200 \frac{kg}{cm^2}$$

S en  $l_0 = 6 \text{ cm}$

S fuera de  $l_0 = 10 \text{ cm}$

Armado =  $8\phi 14$

Longitud de columna = 3 m

### Sección transversal de columna

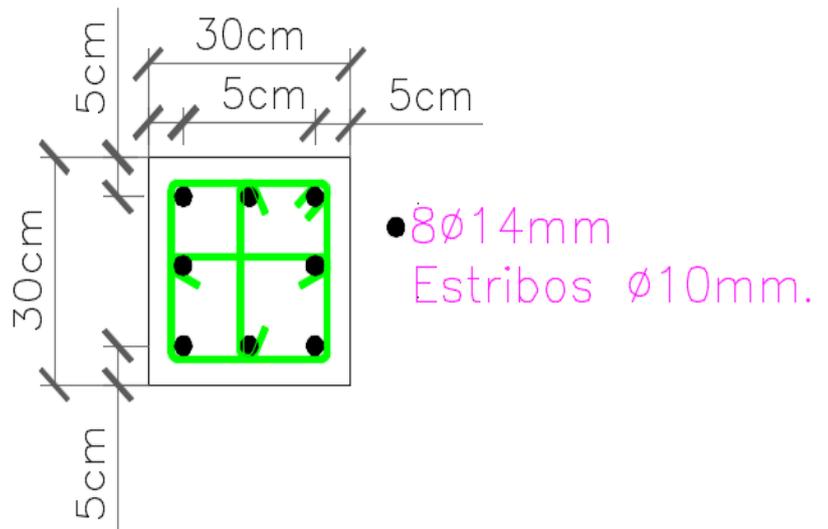


Figura 48 - Sección transversal de Columna

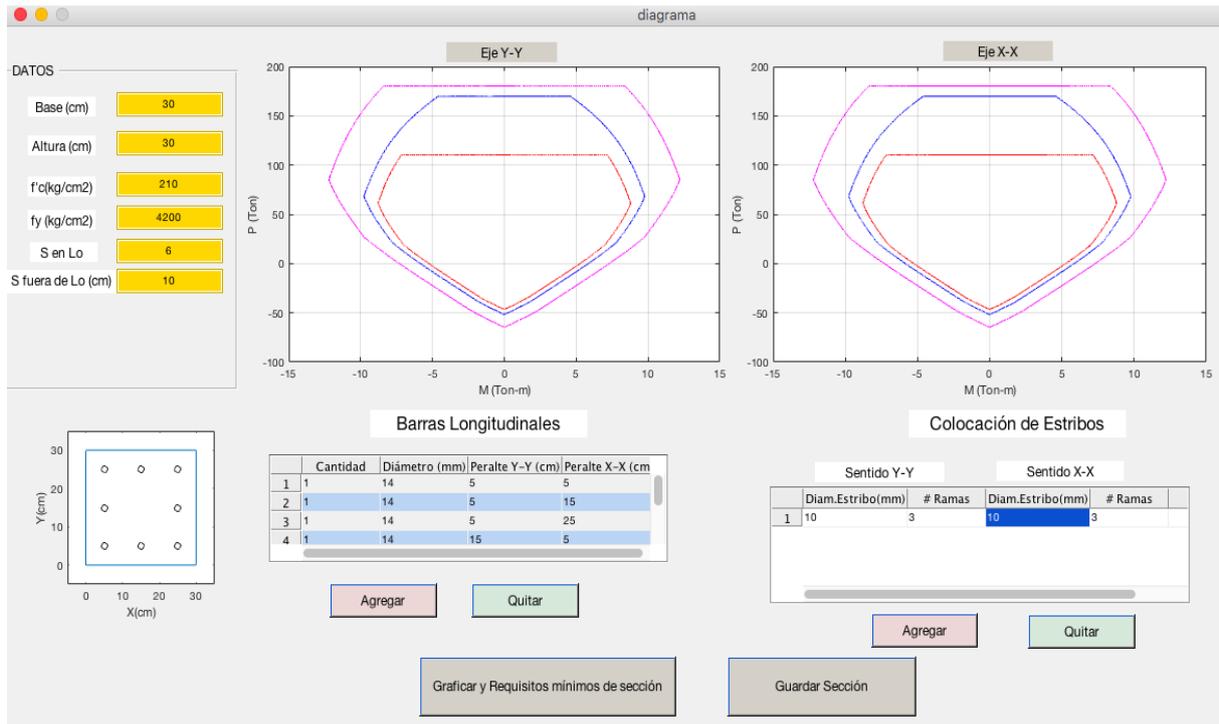


Figura 49 - Ingreso de Sección a Revisar en Función Diagrama.m en Matlab



Figura 49(a) – Ingreso de Barras Longitudinales en Función Diagrama.m en Matlab

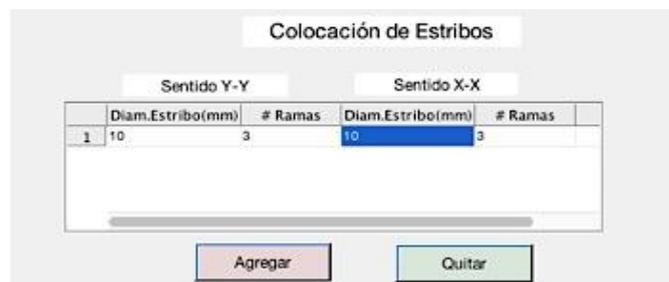


Figura 49(b) – Ingreso de Estribos en Función Diagrama.m en Matlab

### Revisión de sección según ACI 318-14

Base mínima según ACI 318 – 14 debe ser  $\geq 30$  cm

Base mínima colocada = 30 cm, "OK"

```

Command Window
>> [ b1,h1,minb,c1,txt1,txt2 ] = revipropiedades( 30,30 )

bmin =

    30.00
fx

```

Figura 50 - Base Mínima Calculada con Matlab

$$\frac{\text{Dimensión menor}}{\text{Dimensión mayor}} \geq 0.4$$

$$C1 = \frac{30}{30}$$

$$C1 = 1$$

$$C1 > 0.4, "OK"$$

```

Command Window
>> [ c1 ] = revipropiedades( 30,30 )

c1 =

    1.00
fx

```

Figura 51 - Relación Dimensión Menor/ Dimensión Mayor con Matlab

Cuantía debe estar entre 0.01Ag y 0.06Ag

$$Ag = (30 * 30)$$

$$Ag = 900 \text{ cm}^2$$

$$\text{Cuantía mínima} = 0.01Ag$$

$$\text{Cuantía mínima} = 9 \text{ cm}^2$$

$$\text{Cuantía máxima} = 0.06Ag$$

$$\text{Cuantía máxima} = 54 \text{ cm}^2$$

$$\text{Cuantía colocada} = \frac{\pi(1.4^2)}{4} * 8$$

$$\text{Cuantía colocada} = 12.32 \text{ cm}^2$$

$$\text{Cuantía mínima} < \text{Cuantía colocada} < \text{Cuantía máxima}, "OK"$$

```

Command Window
Ag =
    900.00

qmin =
     9.00

qmax =
    54.00

qacero =
    12.32
fx

```

Figura 52 - Cálculo de cuantía con Matlab

### Revisión por confinamiento según ACI 318-14

Áreas de acero para confinamiento colocada

$$A_v = \frac{\pi(d.estr^2)}{4} * \#Ramas$$

$$A_{vx} = \frac{\pi(1^2)}{4} * 3$$

$$A_{vx} = A_{vy} = 2.36 \text{ cm}^2$$

```

Command Window

Avy =
    2.36

Avx =
    2.36
fx

```

Figura 53 - Confinamiento Brindado por Estribos en "X" y "Y" con Matlab

Áreas de acero para confinamiento requerido

Confinamiento sentido "X"

Caso 1:

$$Ash = \frac{0.3 * f'c * s * bc}{f_y} * \left( \frac{Ag}{Ach} - 1 \right)$$

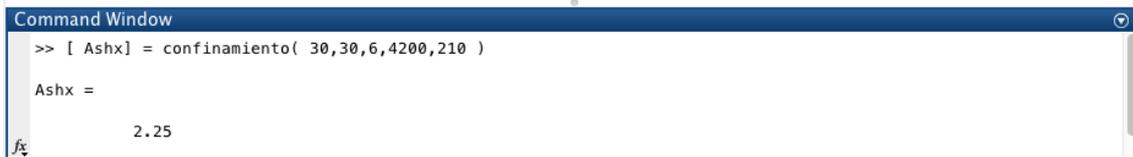
$$Ashx = \frac{0.3 * 210 * 6 * 20}{4200} * \left( \frac{900}{400} - 1 \right)$$

$$Ashx = 2.25 \text{ cm}^2$$

Caso 2:

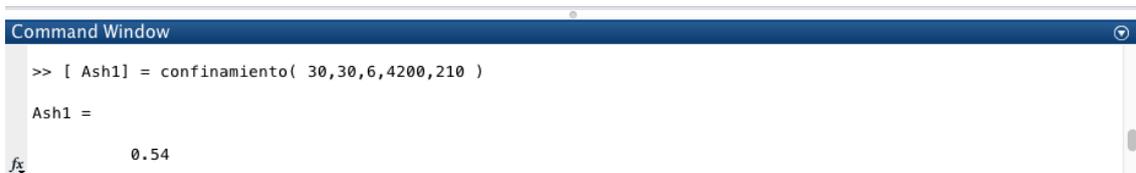
$$Ashx1 = \frac{0.09 * 6 * 20 * 210}{4200}$$

$$Ashx1 = 0.54 \text{ cm}^2$$



```
Command Window
>> [ Ashx ] = confinamiento( 30,30,6,4200,210 )
Ashx =
    2.25
```

Figura 54 - Confinamiento Requerido Sentido "X" Caso 1 con Matlab



```
Command Window
>> [ Ash1 ] = confinamiento( 30,30,6,4200,210 )
Ash1 =
    0.54
```

Figura 55 - Confinamiento Requerido Sentido "X" Caso 2 con Matlab

Área para confinamiento requerido "X" debe ser tomado como el máximo entre Ashx y Ash1.

*Confinamiento sentido "Y"*

Caso 1:

$$Ashy = \frac{0.3 * 210 * 6 * 20}{4200} * \left( \frac{900}{400} - 1 \right)$$

$$Ashy = 2.25 \text{ cm}^2$$

Caso 2:

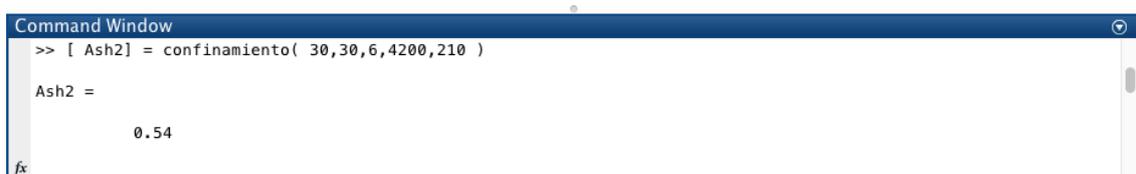
$$Ash2 = \frac{0.09 * 6 * 20 * 210}{4200}$$

$$Ash2 = 0.54 \text{ cm}^2$$



```
Command Window
>> [ Ashy ] = confinamiento( 30,30,6,4200,210 )
Ashy =
    2.25
```

Figura 56 - Confinamiento Requerido Sentido "Y" Caso 1 con Matlab



```
Command Window
>> [ Ash2 ] = confinamiento( 30,30,6,4200,210 )
Ash2 =
    0.54
```

Figura 57 - Confinamiento Requerido Sentido "Y" Caso 2 con Matlab

Área para confinamiento requerido "Y" debe ser tomado como el máximo entre Ashy y Ash2.

Entonces se compara lo siguiente:

$$A_{vx} = 2.36 \text{ cm}^2 > Ash2 = 2.25 \text{ cm}^2, \text{"OK"}$$

$$A_{vy} = 2.36 \text{ cm}^2 > Ashy = 2.25 \text{ cm}^2, \text{"OK"}$$

### Separación de estribos en la zona $l_0$ (extremos) según ACI 318-14

Espaciamiento mínimo en la zona  $l_0$ , como la columna es simétrica los cálculos realizados a continuación son válidos para los dos sentidos(X,Y).

$$S_{01} = \left(\frac{1}{4}\right) \text{ menor lado de columna}$$

$$S_{01} = \left(\frac{1}{4}\right) 30$$

$$S_{01} = 7.5 \text{ cm}$$



```

Command Window
>> [ Smin11] = sminimaSo( 30,30,1.4,10,10)

smin11 =

    7.50
    
```

Figura 58 - Separación  $S_{01}$  con Matlab

$S_{02} = 6$  veces diámetro de menor barra longitudinal

$$S_{02} = 6 * 1.4$$

$$S_{02} = 8.4 \text{ cm}$$



```

Command Window
>> [ Smin22] = sminimaSo( 30,30,1.4,10,10)

smin22 =

    8.40
    
```

Figura 59 - Separación  $S_{02}$  con Matlab

$$S_{03} = 10 + \left(\frac{35 - h_x}{3}\right)$$

$$h_{xx} = \frac{h - 2rec}{\#Ramas - 1}$$

$$h_{xy} = \frac{b - 2rec}{\#Ramas - 1}$$

$$h_x = \frac{30 - 10}{3 - 1}$$

$$h_y = \frac{30 - 10}{3 - 1}$$

$$h_x = h_y = 10 \text{ cm}$$

$$S_{03} = 10 + \left( \frac{35 - 10}{3} \right)$$

$$S_{03} = 18.33 \text{ cm}$$

Pero  $S_{03}$  no puede ser menor a 10 cm ni mayor a 15 cm, entonces se debe reducir a 15 cm.

$$S_{03} = 15 \text{ cm}$$

```

Command Window
>> [ Sox,Soy] = sminimaSo( 30,30,1.4,10,10)

Sox =

    15.00

Soy =

    15.00

fx >>

```

Figura 60 - Separación  $S_{03}$  con Matlab

Separación máxima en los extremos (zona  $l_0$ ) debe ser el menor entre:

$S_{01}$ ,  $S_{02}$  y  $S_{03}$

$$S_{0 \max} = 7.5 \text{ cm}$$

```

Command Window
>> [ Smaxext] = sminimaSo( 30,30,1.4,10,10)

smaxext =

    7.50

fx

```

Figura 61 - Separación  $S_{0 \max}$  en extremos con Matlab

**Separación de estribos en la zona fuera de  $l_0$  (extremos) según ACI 318-14**

$S$  fuera  $l_{01} = 6$  veces diámetro de menor barra longitudinal

$$S \text{ fuera } l_{01} = 6 * 1.4$$

$$S \text{ fuera } l_{01} = 8.4 \text{ cm}$$

```

Command Window
>> [ Sft,Vsx,Vsy ] = sfueralo(1.4,4200,30,30,2.36,2.36,10)

Sfl =

    8.40

```

Figura 62 - Separación S fuera  $l_{01}$  con Matlab

S fuera  $l_{02} = 15 \text{ cm}$

```

Command Window
>> [ Sfl2 ] = sfueralo(1.4,4200,30,30,2.36,2.36,10)

Sfl2 =

    15.00

```

Figura 63 - Separación S fuera  $l_{02}$  con Matlab

Separación máxima de estribos fuera de zona  $l_0$  debe ser el menor entre:

S fuera  $l_{01}$  y S fuera  $l_{02}$

$$S_{\text{max fuera } l_0} = 8.4 \text{ cm}$$

```

Command Window
>> [ Sft ] = sfueralo(1.4,4200,30,30,2.36,2.36,10)

Sft =

    8.40

```

Figura 64 - Separación  $S_{\text{max fuera } l_0}$  con Matlab

**Nota:** Como al inicio se colocaron 10 cm de separación de estribos en la zona fuera  $l_0$ , se debería reducir esa separación para cumplir con la norma, véase Figura 49.

### Resistencia al corte proporcionado por estribos colocados

$$V_{sx} = \frac{\phi * A_v * f_y * d}{S}$$

$$V_{sx} = \frac{0.75 * 2.36 * 4200 * 25}{10}$$

Por simetría:  $V_{sx} = V_{sy}$

$$V_{sx} = V_{sy} = 18.56 \text{ Ton}$$

```

Command Window
>> [ Vsx,Vsy] = sfueralo(1.4,4200,30,30,2.36,2.36,10)

Vsx =

    18.59

Vsy =

    18.59

```

Figura 65 - Cálculo de Resistencia al Corte con Matlab

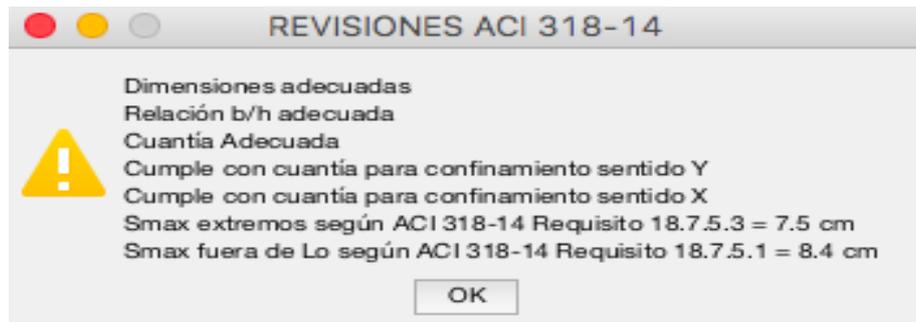


Figura 66 - Mensaje Informativo de Revisiones ACI 318-14 de Sección Ingresada

### Cálculo de $l_o$ según ACI 318-14

$$l_{01} = \frac{L}{6}$$

$$l_{01} = \frac{3 * 100}{6}$$

$$l_{01} = 50 \text{ cm}$$

```

Command Window
>> [ e] = longitudlo2( 30,30,3)

e =

    50.00

```

Figura 67 - Longitud  $l_{01}$  con Matlab

$l_{02} = \text{máximo entre Base y Altura}$

$$l_{02} = 30 \text{ cm}$$

```

Command Window
>> [ f] = longitudlo2( 30,30,3)

f =

    30.00

```

Figura 68 - Longitud  $l_{02}$  con Matlab

$$l_{03} = 45 \text{ cm}$$

```

Command Window
>> [ g ] = longitudlo2( 30,30,3)

g =

    45.00

```

Figura 69 - Longitud  $l_{03}$  con Matlab

Longitud  $l_0$  (extremos) debe ser el mayor entre:

$l_{01}, l_{02}, l_{03}$

$$l_0 = 50 \text{ cm}$$

```

Command Window
>> [ lo2 ] = longitudlo2( 30,30,3)

lo2 =

    50.00

```

Figura 70 - Longitud  $l_0$  Mínima con Matlab

**Corte máximo que puede resistir la columna según su sección de acuerdo a la norma ACI 318-14**

$$V_{secc} = 2.2\sqrt{f'c} * b * d$$

$$V_{secc} = 2.2\sqrt{210} * 30 * 25$$

$$V_{secc} = 23.91 \text{ Ton}$$

```

Command Window
>> [ Vuab ] = cortemax( 30,30,30,30,210,210 )

Vuab =

    23.91

```

Figura 71 - Corte Máximo Según su Sección con Matlab

**Cortante máximo que puede soportar la columna**

Menor entre:  $V_{secc}, V_{sx}$  y  $V_{sy}$

$$V_{secc} = 23.91 \text{ Ton}$$

$$V_{sx} = V_{sy} = 18.56 \text{ Ton}$$

$$V_{diseño} = 18.56 \text{ Ton}$$

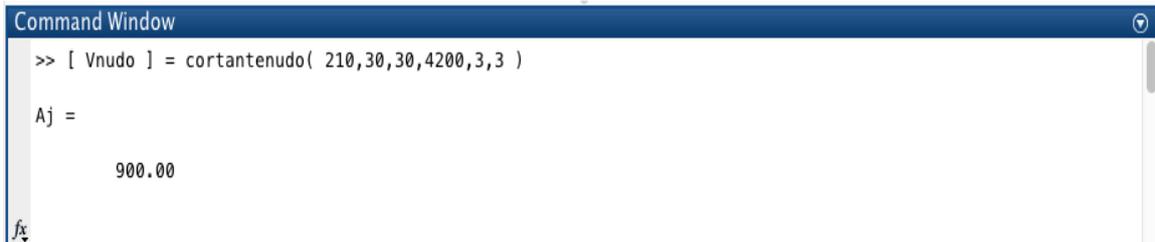
## Resistencia nominal a corte en el nudo según ACI 318-14

$$V_n nudo = 3.2\sqrt{f'c} * A_j$$

$A_j$  se ha considerado =  $A_g$

$$A_j = 30 * 30$$

$$A_j = 900 \text{ cm}^2$$



```
Command Window
>> [ Vnudo ] = cortantenudo( 210,30,30,4200,3,3 )

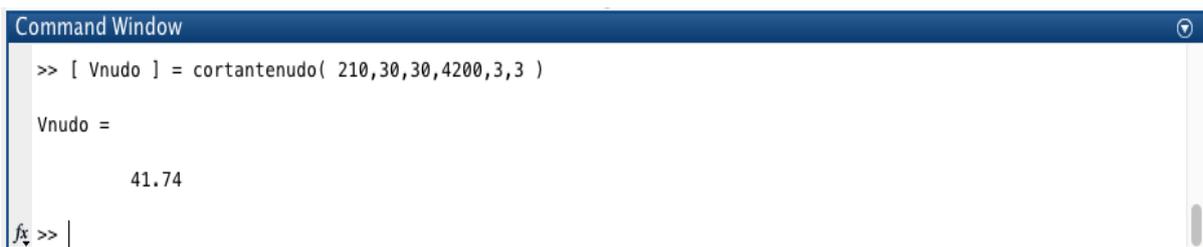
Aj =

    900.00
```

Figura 72 -  $A_j$  Calculado con Matlab

$$V_n nudo = 3.2\sqrt{210} * 900$$

$$V_n nudo = 41.74 \text{ Ton}$$



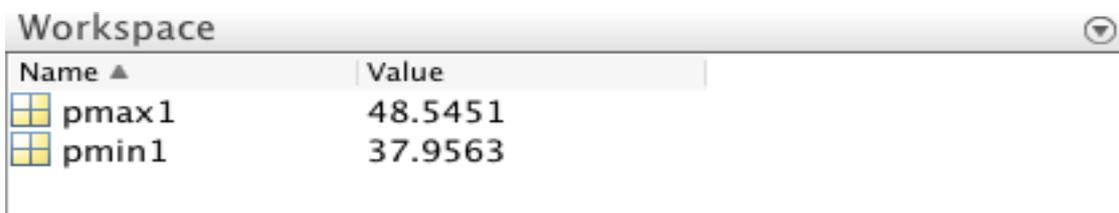
```
Command Window
>> [ Vnudo ] = cortantenudo( 210,30,30,4200,3,3 )

Vnudo =

    41.74
```

Figura 73 -  $V_n nudo$  Calculado con Matlab

## Cálculo de $M_n$ y $M_{pr}$ según $P_{min}$ y $P_{max}$ en Diagrama de interacción previamente construido



Name	Value
pmax1	48.5451
pmin1	37.9563

Figura 74 - Carga Axial Máxima y Mínima Ingresadas en Matlab

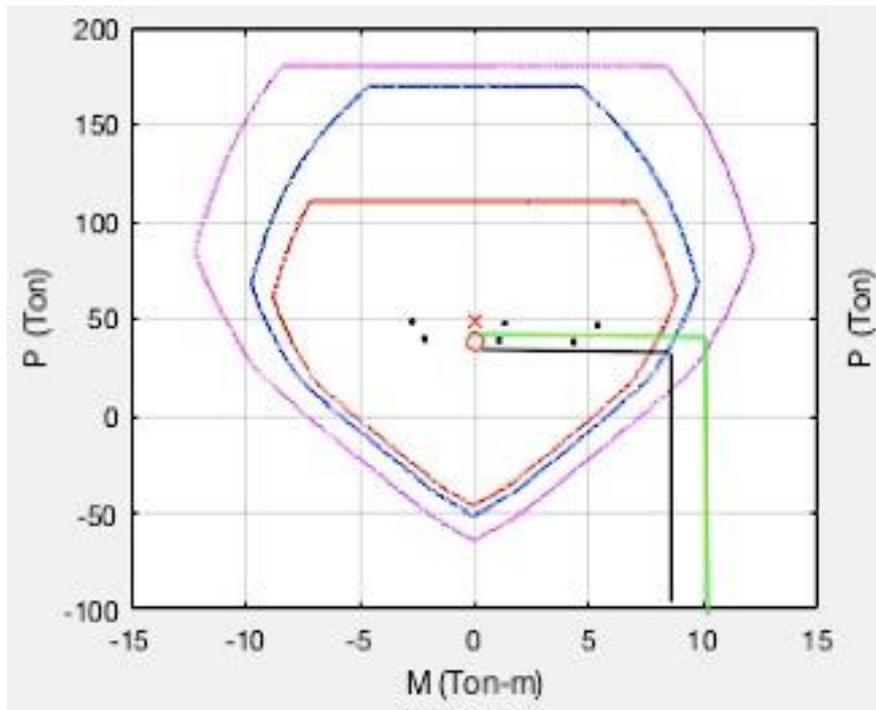


Figura 75 -  $M_n$  y  $M_{pr}$  Según Cargas Axiales en Matlab

$M_n$  y  $M_{pr}$  en ambos sentido (X,Y) son iguales debido a que es la misma sección.

### Revisión a flexión según ACI 318-14

En la Figura 75 se ha intersectado los momentos que se han calculado en el diagrama de interacción nominal que aproximadamente coinciden con las  $P_{min}$  y  $P_{max}$ , entonces se obtienen los siguientes valores:

$$M_{nx}, M_{ny} \approx 8.5 \text{ Ton}$$

```
Command Window
Mni3 =
      8.62
fx
```

Figura 76 -  $M_{ny}$  Calculado con Matlab

```
Command Window
Mni4 =
      8.62
fx
```

Figura 77 -  $M_{nx}$  Calculado con Matlab

### Criterio de Columna Fuerte – Viga Débil

$$M_{nv} = 5.79 \text{ Ton} - m$$

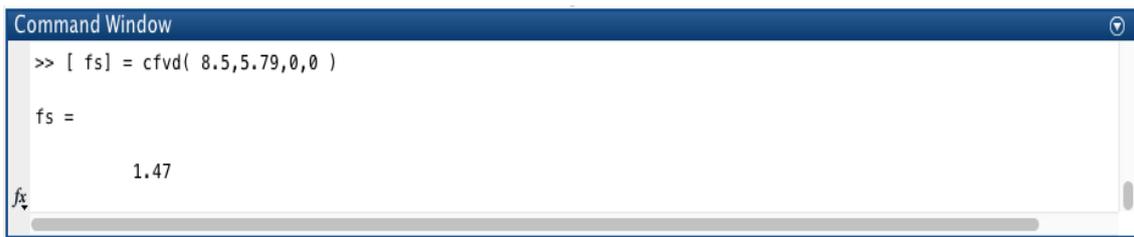
$$M_{nc} = 8.5 \text{ Ton} - m$$

$$\Sigma M_{nc} \geq 1.2 \Sigma M_{nv}$$

$$\frac{\Sigma M_{nc}}{\Sigma M_{nv}} \geq 1.2$$

$$\frac{8.5}{5.79} \geq 1.2$$

$$fs = 1.46 > 1.2, "Ok"$$



```
Command Window
>> [ fs ] = cfvd( 8.5,5.79,0,0 )

fs =

    1.47
```

Figura 78 - fs Calculado con Matlab

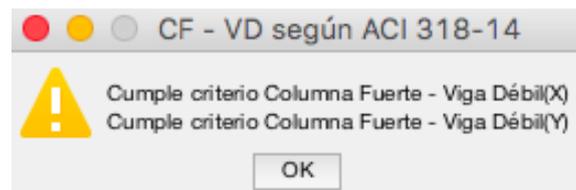


Figura 79 - Mensaje Informativo de Revisión Columna Fuerte – Viga Débil

### Revisión por corte según ACI 318-14

En la Figura 75 se ha intersectado los momentos dados por el diagrama de interacción de sobre-resistencia que aproximadamente coincidan con las  $P_{min}$  y  $P_{max}$ , entonces se obtienen los siguientes valores:

$$M_{prx}, M_{pry} \approx 10 \text{ Ton}$$



```
Command Window

Mnii4 =

    9.50
```

Figura 80 -  $M_{pry}$  Calculado con Matlab



```
Command Window
Mnii3 =
      9.50
fx
```

Figura 81 -  $M_{prx}$  calculado con Matlab

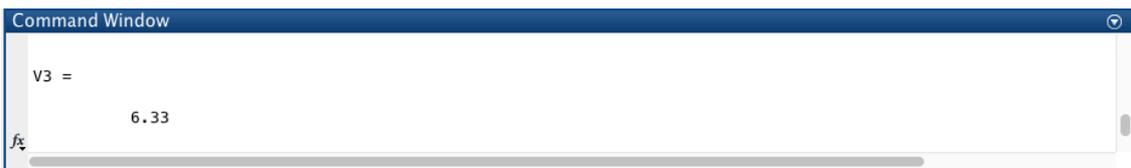
Para el cálculo del cortante se usa la siguiente expresión:

$$V_x, V_y = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L}$$

$$V_x, V_y = \frac{10 + 10}{3}$$

$$V_x, V_y = 6.66 \text{ Ton}$$

$$V_x, V_y \approx V3, V4$$



```
Command Window
V3 =
      6.33
fx
```

Figura 82 -  $V_y$  Calculado con Matlab



```
Command Window
V4 =
      6.33
fx
```

Figura 83 -  $V_x$  Calculado con Matlab

Los cortantes calculados con Matlab tienen mejor aproximación ya que se han realizado funciones en las cuales constan interpolaciones lineales realizadas entre puntos muy cercanamente espaciados.

#### Comprobación de resistencia al corte

$$V_{diseño\ x} = 18.56 \text{ Ton} > V_x = 6.66 \text{ Ton}, "Ok"$$

$$V_{diseño\ y} = 18.56 \text{ Ton} > V_y = 6.66 \text{ Ton}, "Ok"$$

#### Comprobación de resistencia al corte en el nudo

$$V_u \text{ nudo} = 48.15 \text{ Ton}$$

```
Command Window
>> [ Vunudo ] = cortantenudo( 210,30,30,4200,4.02,5.15 )

Vunudo =

    48.14
```

Figura 84 -  $V_{unudo}$  Calculado con Matlab

$V_{nudo} = 41.74 \text{ Ton} < V_u nudo = 48.15 \text{ Ton}$ , "No Cumple"

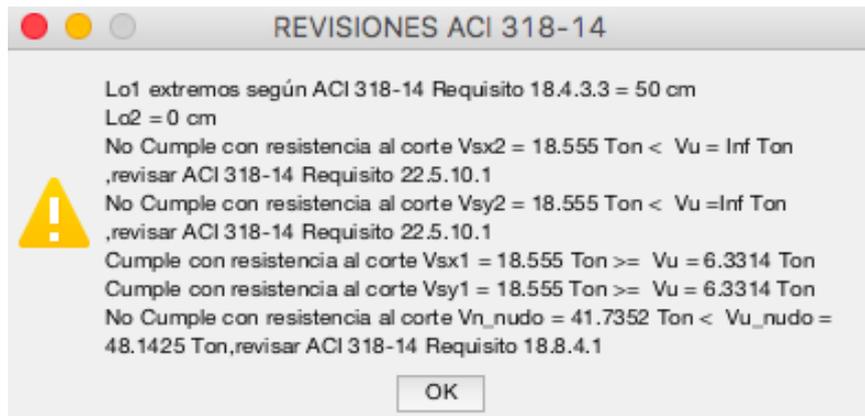


Figura 85 - Mensaje Informativo de Revisiones ACI 318-14

**Nota:** Cabe recalcar que  $V_{sx2}$  y  $V_{sx1}$  no son válidos ya que solo se está analizando una columna.

## CAPÍTULO 4

### 4. CONCLUSIONES Y LIMITACIONES

#### 4.1 CONCLUSIONES

A partir de la ejecución del Software se puede concluir lo siguiente:

1. El Software creado es capaz de cumplir satisfactoriamente con el diseño de columnas y revisión de nudos en pórticos resistentes a momentos, tomando como referencia las normativas de diseño vigente.
2. La interfaz gráfica es amigable con el usuario puesto que permite la inserción de información de una manera sencilla y fácil, de tal forma que esto permite realizar múltiples procesos iterativos sin problema alguno.
3. El presente Software es muy sencillo tanto en la obtención y manejo de información, con el fin de brindarle mucha ayuda al usuario y así pueda tomar decisiones inmediatamente.
4. El Software ejecutado servirá para el uso de estudiantes y profesionales, ya que es necesario tener ciertos conocimientos sobre Hormigón Armado.
5. El diseño propuesto, estudiado y recomendado por ACI 318-14 sigue un proceso mecánico lo cual facilita la creación de este tipo de Software.
6. El Software ejecutado es capaz de realizar revisiones de código ACI 318-14, lo cual es una gran ventaja ya que es la norma que rige en la actualidad.

#### 4.2 LIMITACIONES

1. Se deberá considerar un recubrimiento de 5 centímetros.
2. La columna debe ser rectangular o cuadrada y el armado deberá ser simétrico, no se pueden calcular secciones asimétricas.
3. Se deberá colocar mínimo 4 varillas en la sección transversal.
4. Las ramas de estribos estarán separadas equitativamente.
5. Base de columna se deberá ingresar en centímetros.
6. Altura de columna se deberá ingresar en centímetros.
7.  $f'c$ : Esfuerzo de compresión del hormigón: en  $\frac{kg}{cm^2}$ .
8.  $f_y$ : Esfuerzo de fluencia del acero: en  $\frac{kg}{cm^2}$ .
9.  $S$  en  $l_0$ : en centímetros.

10.  $S$  fuera  $l_0$ : en centímetros.
11. Diámetro de varillas: en milímetros.
12. Peralte Y-Y: en centímetros.
13. Peralte X-X: en centímetros.
14. Diam. Estribos: en milímetros.
15. Para revisión del nudo se consideró la condición más desfavorable de resistencia para el nudo es decir  $3.2\sqrt{f'c}(A_j)$ , siendo tomado  $A_j$  como el área gruesa de la columna.
16. Tabla de Excel exportada de Sap 2000 o Etabs para cargar demanda en Elementos Estructurales deberá tener la siguiente configuración:

Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	T	M2	M3	FrameElem	ElemStation
Text	m	Text	Text	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m	Text	m
1	0	CORT	Combination	-39,7079	-2,1778	0	0	0	-2,18771	1-1	0
1	1,5	CORT	Combination	-38,8321	-2,1778	0	0	0	1,079	1-1	1,5
1	3	CORT	Combination	-37,9563	-2,1778	0	0	0	4,3457	1-1	3
1	0	FLEX	Combination	-48,5451	-2,7094	0	0	0	-2,7217	1-1	0
1	1,5	FLEX	Combination	-47,6693	-2,7094	0	0	0	1,34237	1-1	1,5

*Tabla 9 - Configuración de Tabla de Excel Exportada de Sap 2000 o Etabs (Fuente: Tomado de Excel)*

17. Longitud de columna superior (L2): en metros. En caso de ser un solo piso L2 es igual a cero.
18. Longitud de columna inferior (L1): en metros.
19. Se supone que la fuerza axial de compresión mayorada  $P_u$  incluyendo el efecto sísmico es menor que  $A_g * f'c/20$ .

## REFERENCIAS

Cabrera, J. (s.f. de s.f. de s.f.). *PATRONES A EVITAR PARA UN ADECUADO DISEÑO SISMORRESISTENTE...(I): COLUMNA CORTA*. Recuperado el 29 de Noviembre de 2016, de Civilgeeks.com: <http://civilgeeks.com/2011/09/14/patrones-a-evitar-para-un-adeecuado-diseno-sismorresistente%E2%80%A6i-columna-corta/>

Torres, Y., & Torres, H. (04 de Febrero de 2016). *COLUMNAS*. Recuperado el 29 de Noviembre de 2016, de Slideshare: <http://es.slideshare.net/HevertTorres/tipos-de-columnas-57874364>

Mc Cormac, J., & Brown, R. (2011). *Diseño de Concreto Reforzado Octava Edición con el Código ACI 318-08*. (R. Arriola, Ed.) Ciudad de Mexico , Mexico D.F, Mexico: Alfaomega Grupo Editorial.

Salas, N. (01 de Julio de 2013). *EL DISEÑO POR CAPACIDAD EN ELEMENTOS DE HORMIGÓN ARMADO*. Recuperado el 14 de Enero de 2017, de Slideshare: [http://es.slideshare.net/nelsonrsalas/diseo-por-capacidad?from\\_action=save](http://es.slideshare.net/nelsonrsalas/diseo-por-capacidad?from_action=save)

American Concrete Institute. (2015). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318SUS-14) y Comentario (ACI 318SUSR-14)*. Farmington Hills, Michigan, Estados Unidos: American Concrete Institute.

Villaverde Verastegui, L. (23 de Diciembre de 2011). *DIAGRAMAS DE INTERACCIÓN EN COLUMNAS*. Recuperado el 30 de Noviembre de 2016, de Scribd: <https://es.scribd.com/document/76377310/Diagramas-de-Interaccion-en-Columnas>



## DECLARACIÓN Y AUTORIZACIÓN

Yo, **Reascos Méndez , Huber Heriberto**, con C.C: # 0922627203 autor/a del trabajo de titulación: **Software para el diseño de columnas y nudos de hormigón armado en pórticos resistentes a momentos** previo a la obtención del título de **Ingeniero Civil** en la Universidad Católica de Santiago de Guayaquil.

1.- Declaro tener pleno conocimiento de la obligación que tienen las instituciones de educación superior, de conformidad con el Artículo 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior, de entregar a la SENESCYT en formato digital una copia del referido trabajo de titulación para que sea integrado al Sistema Nacional de Información de la Educación Superior del Ecuador para su difusión pública respetando los derechos de autor.

2.- Autorizo a la SENESCYT a tener una copia del referido trabajo de titulación, con el propósito de generar un repositorio que democratice la información, respetando las políticas de propiedad intelectual vigentes.

Guayaquil, **13 de Marzo** de **2017**

f. \_\_\_\_\_

Nombre: **Reascos Méndez, Huber Heriberto**

C.C: **0922627203**



## **REPOSITORIO NACIONAL EN CIENCIA Y TECNOLOGÍA**

### **FICHA DE REGISTRO DE TRABAJO DE TITULACIÓN**

<b>TÍTULO Y SUBTÍTULO:</b>	Software para el diseño de columnas y nudos de hormigón armado en pórticos resistentes a momentos		
<b>AUTOR(ES)</b>	Huber Heriberto, Reascos Méndez		
<b>REVISOR(ES)/TUTOR(ES)</b>	Ing. José Andrés, Barros Cabezas		
<b>INSTITUCIÓN:</b>	Universidad Católica de Santiago de Guayaquil		
<b>FACULTAD:</b>	Ingeniería		
<b>CARRERA:</b>	Ingeniería Civil		
<b>TITULO OBTENIDO:</b>	Ingeniero Civil		
<b>FECHA DE PUBLICACIÓN:</b>	13 de Marzo de 2017	<b>No. DE PÁGINAS:</b>	82
<b>ÁREAS TEMÁTICAS:</b>	Ciencias exactas, Hormigón Armado, Análisis Estructural		
<b>PALABRAS CLAVES/ KEYWORDS:</b>	Software, Hormigón Armado, Pórticos Especiales, Norma, Diseño Sismo-resistente.		
<b>RESUMEN/ABSTRACT</b> (150-250 palabras):			
<p>En este proyecto se realizó un Software para diseño de columnas de hormigón armado y revisión de nudos en pórticos especiales resistentes a momento, el Software antes mencionado fue realizado con la herramienta de programación llamada Matlab. El Software creado está programado para realizar revisiones de diseño requeridas por la norma vigente ACI 318-14 y diseño por capacidad en estructuras de hormigón armado, para lograr tener un comportamiento dúctil y así poder evitar cualquier tipo de fallas frágiles, para zonas con alto riesgo sísmico como las existentes en el país es muy importante efectuar estas revisiones para garantizar un diseño seguro y funcionales, ya que si se logra seguir la norma estaremos protegiendo a quienes serán los ocupantes de estas Estructuras. Esta herramienta muy útil servirá para cualquier ingeniero o estudiante de ingeniería ya que fue diseñado con una interfaz amigable para que el usuario pueda ingresar y obtener información de una manera sencilla y fácil, y así pueda llevar a cabo el Diseño Estructural.</p>			
<b>ADJUNTO PDF:</b>	<input checked="" type="checkbox"/> SI	<input type="checkbox"/> NO	



**Presidencia  
de la República  
del Ecuador**



**Plan Nacional  
de Ciencia, Tecnología,  
Innovación y Saberes**



**SENESCYT**

Secretaría Nacional de Educación Superior,  
Ciencia, Tecnología e Innovación

<b>CONTACTO AUTOR/ES:</b>	<b>CON</b>	<b>Teléfono: +593-4-2071358 +593- 986707720</b>	<b>E-mail: huberreascos@icloud.com</b>
<b>CONTACTO CON LA INSTITUCIÓN (COORDINADOR DEL PROCESO UTE)::</b>	<b>LA</b>	<b>Nombre: Glas Cevallos Clara Catalina</b>	
		<b>Teléfono: +593-4-2202763</b>	
		<b>E-mail: clara.glas@cu.ucsg.edu.ec</b>	
<b>SECCIÓN PARA USO DE BIBLIOTECA</b>			
<b>Nº. DE REGISTRO (en base a datos):</b>			
<b>Nº. DE CLASIFICACIÓN:</b>			
<b>DIRECCIÓN URL (tesis en la web):</b>			