



BUAP

BENEMÉRITA UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE PUEBLA

Facultad de Ingeniería

Secretaría de Investigación Estudios de Posgrado

**“DESARROLLO DE SOFTWARE DIIN V 4.0 PARA
DISEÑO DE COLUMNAS”**

TESIS

Que para obtener el grado de
MAESTRO EN INGENIERÍA

Presenta:

ING. JOAQUÍN SANGABRIEL LOMELÍ

Director de tesis:

M. I. MARTÍN CASTILLO FLORES

Codirector:

DR. FILIBERTO CANDIA GARCÍA

Puebla, Pue.

Mayo 2022

Oficio de autorización del tema de tesis emitido por
la Dirección de Ingeniería



BUAP

Oficio No. SIEP/0068/2022

C. Joaquín Sangabriel Lomelí

Matrícula 220470056
Pasante de la Maestría en Ingeniería
con opción terminal en Estructuras
Facultad de Ingeniería, BUAP.
Presente

Por medio del presente, el suscrito M.I. Angel Cecilio Guerrero Zamora, Director de la Facultad de Ingeniería, de acuerdo a su solicitud de aprobación de Tema de Tesis, le autoriza desarrollar el tema titulado: **Desarrollo de software DIIN V 4.0 para diseño de columnas**, para obtener el grado de Maestro en Ingeniería con opción terminal en Estructuras, asignándose como Director de tesis al M.I. Martín Castillo Flores y Codirector al Dr. Filiberto Candía García.

Sin otro particular de momento, reciba un cordial saludo.

Atentamente

"Pensar bien, para vivir mejor"

H. Puebla de Zaragoza, enero 14 de 2022.

M.I. Angel Cecilio Guerrero Zamora

Director

C.c.p. M.I. Martín Castillo Flores y Dr. Filiberto Candía García, Director y Codirector del Tema de Tesis

C.c.p. Archivo

AEPS/JPHT/sco*

Facultad
de Ingeniería

Bld. Valsequillo y Av. San Claudio
s/n, edif. ING 4, Col. San Manuel,
Ciudad Universitaria,
Puebla, Pue. C.P. 72570
222 229 55 00 Ext. 7610

Oficio de autorización de impresión de la tesis emitido por el asesor



BUAP

"HUP, 50 años de enseñanza y salud"

M.I. Angel Cecilio Guerrero Zamora
Director de la Facultad de Ingeniería

Presente:

Por medio de la presente informo que la tesis autorizada en el Oficio No. SIEP/0068/2022 con el tema titulado: "Desarrollo de software DIIN V 4.0 para diseño de columnas", de la cual fui asignado como director ha sido concluida, alcanzando y cumpliendo satisfactoriamente con los objetivos propuestos inicialmente.

Por lo anterior no tengo inconveniente en que el alumno C. Joaquín Sangabriel Lomelí, con matrícula 220470056, continúe con los trámites de titulación pertinentes para la obtención del grado de Maestro en Ingeniería con opción terminal en Estructuras.

Hago válida la ocasión para reiterar a usted las seguridades de mi consideración atenta y distinguida.

ATENTAMENTE

"PENSAR BIEN PARA VIVIR MEJOR"

H. Puebla de Z., a 26 de mayo de 2022



M.I. Martín Castillo Flores
Director de tesis

C.c.p. Archivo
MCF/mcf

DEDICATORIA

A mis padres

Por todo el apoyo y amor que me han brindado para salir adelante y por todos los consejos y valores que me han inculcado para ser una mejor persona.

A mis hermanos.

Sergio, Samuel y Kirenia, por su gran apoyo e inspiración para lograr mis metas tal y como ellos.

A mi esposa.

Brenda, por su amor y su apoyo incondicional, por siempre querer lo mejor para mí y querer que sea una persona exitosa que pueda alcanzar mis sueños.

A mis compañeros de la maestría.

Por ser una parte fundamental de mi vida, con quienes compartí alegrías y horas de estudio a lo largo de mi formación académica, su apoyo e inspiración para siempre ir adelante y aspirar a más.

AGRADECIMIENTO

A Dios

Por siempre fortalecerme y darme la oportunidad de vivir y poder terminar esta etapa de mi vida, por rodearme de una hermosa familia y excelentes amigos.

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACyT).

Por la beca otorgada para realizar mis estudios de maestría y el presente trabajo de investigación.

A la Benemérita Universidad Autónoma de Puebla.

Por darme el apoyo para seguir formándome como profesionista.

A mi director M.I. Martín Castillo Flores.

Por ser una parte fundamental en mi formación académica, ya que, con su apoyo, sus conocimientos compartidos, sus valores y su actuar tanto como profesionista y como persona me dieron inspiración y las herramientas necesarias para culminar con mis estudios de posgrado y mi desarrollo en el actuar profesional.

A mi co-director de tesis Dr. Filiberto Candia García.

Por todas sus enseñanzas, dedicación y apoyo incondicional en mis estudios de Maestría.

INDICE

RESUMEN	xii
ABSTRACT.....	xii
INTRODUCCIÓN	xiii
CAPÍTULO 1. ANTECEDENTES.....	15
1.1. Software DIIN V3.0	15
1.2. DIIN V3.0 vs Programas de Cómputo (SAP2000 y Etabs).....	17
1.3. Ventajas de DIIN V3.0 con otros programas de diseño de columnas ..	17
1.4. Limitaciones DIIN V3.0.....	22
1.5. ¿Por qué migrar DIIN V3 en el lenguaje de programación de Matlab?.	23
CAPITULO 2 MARCO TEÓRICO	24
2.1 Concreto	24
2.1.1 Características general del concreto.....	24
2.1.2 Comportamiento del concreto a esfuerzos de compresión	24
2.1.3 Comportamiento del concreto a esfuerzos de tensión	25
2.1.4 Módulo de elasticidad del concreto.....	26
2.2 Acero	27
2.1.1 Características general del acero	27
2.2.2 Curvas esfuerzo-deformación	27
2.3 Columnas.....	27
2.4 Suposiciones de diseño para resistencia a flexión y a carga axial.	27
2.4 Diagrama de interacción.	28
2.5 Factores de reducción de resistencia	29
2.6 Flexión Biaxial.....	30
2.7 Métodos aproximados de diseño para columnas en flexión biaxial.	31
2.7.1 Método de la Carga Recíproca	31
2.7.2 Método carga de la superficie	32
2.8 Límites de refuerzo.	34
2.9 Software De MATLAB	35
2.10 Características de MATLAB	35
2.12 Creación de Apps con interfaces gráficas de usuario en MATLAB	36
CAPITULO 3 CASOS DE ESTUDIO (VALIDACIÓN DIIN V4.0)	37
3.1 Diagrama de interacción manual.....	37

3.2 Falla balanceada.	37
3.3 Flexión Pura.....	38
3.4 Desarrollo de cálculo (eje x) para columna rectangular.....	38
3.5 Desarrollo de cálculo para columna circular.....	55
3.6 Software DIIN.....	72
3.7 Interfaz Gráfica de Usuario.	72
CAPÍTULO 4. RESULTADOS	76
4.1 Comparación de diagramas de interacción MANUAL VS DIIN para columna rectangular y circular.....	76
4.2 Comparación de gráficas de interacción SAP2000 VS DIIN	78
4.3 Comparación eficiencias DIIN V4.0 VS DIIN 3.0.....	81
CONCLUSIONES	91
BIBLIOGRAFÍA	93
REFERENCIAS ELECTRÓNICAS	94

INDICE DE TABLAS

Tabla 1.1. Comparativa programas educativos	21
Tabla 2.2 Factor de reducción de resistencia para elementos a flexocompresión.....	29
Tabla 2.3 Factor de reducción de resistencia para elementos a flexocompresión.....	30
Tabla 3.1 Factores de reducción de resistencia ACI-318-19.....	51
Tabla 4.1 Puntos diagrama de interacción nominal columna rectangular.....	76
Tabla 4.2 Puntos diagrama de interacción de diseño columna rectangular.....	76
Tabla 4.4 Puntos diagrama de interacción de diseño columna circular	77
Tabla 4.3 Puntos diagrama de interacción nominal columna circular	77
Tabla 4.5 Datos ejemplo 1	81
Tabla 4.6 Datos ejemplo 2	83
Tabla 4.7 Datos ejemplo 3	84
Tabla 4.8 Datos ejemplo 4	86
Tabla 4.9 Datos ejemplo 5	88
Tabla 4.8 Combinaciones de carga ejemplo 5	88

INDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 Interfaz de Usuario DIIN V 3.0., a) sección de columnas rectangulares y b) sección de columnas circulares.	16
Figura 1.2 Ingreso datos de columna rectangular DID.	18
Figura 1.3 Ventana de inicio Dicarr 1.0.	19
Figura 1.4 Excel “Design of reinforced concrete 10th Edition.	20
Figura 1.3 Excel “SP-17 Column interaction diagram”	20
Figura 2.1 Curvas esfuerzo-deformación de concreto en compresión uniaxial	25
Figura 2.2 Distribución de esfuerzos ensaye brasileño.	26
Tabla 2.1 Valores de β_1 para distintos valores de f'_c	28
Figura 2.3 Diagrama de interacción de superficie columna rectangular.	30
Figura 2.4 Diagrama de interacción de superficie columna rectangular.	33
Figura 3.1 Comportamiento del acero de refuerzo (elasto-plástico perfecto).	38
Figura 3.2 Esquema de columna rectangular planteada de ejemplo.	39
Figura 3.3 Diagrama de deformaciones, esfuerzos y fuerzas para punto 3.....	41
Figura 3.4 Diagrama de deformaciones, esfuerzos y fuerzas para punto 4.....	42
Figura 3.5 Diagrama de deformaciones, esfuerzos y fuerzas para punto 5.....	43
Figura 3.6 Diagrama de deformaciones, esfuerzos y fuerzas para punto 6.1.....	44
Figura 3.7 Diagrama de deformaciones, esfuerzos y fuerzas para punto 6.2.....	45
Figura 3.8 Diagrama de deformaciones, esfuerzos y fuerzas para punto 6.3.....	46
Figura 3.9 Diagrama de deformaciones, esfuerzos y fuerzas para punto 7.1.....	47
Figura 3.10 Diagrama de deformaciones, esfuerzos y fuerzas para punto 7.2.....	48
Figura 3.11 Diagrama de deformaciones, esfuerzos y fuerzas para punto 7.3.....	49
Figura 3.12 Diagrama de interacción nominal de columna rectangular en dirección del eje X.....	50
Figura 3.13 Diagrama de interacción nominal de columna rectangular en dirección del eje x con línea de proyección.	50
Figura 3.14 Diagrama de interacción nominal y de diseño de la columna rectangular en dirección del eje x con línea de proyección.....	55
Figura 3.15. Designación de armados y esquema de la columna circular	56
Figura 3.16 Área y centroide de segmento de círculo.	57
Figura 3.17 Diagrama de deformaciones, esfuerzos y fuerzas para punto 3.....	58
Figura 3.18 Diagrama de deformaciones, esfuerzos y fuerzas para punto 4.....	59
Figura 3.19 Diagrama de deformaciones, esfuerzos y fuerzas para punto 5.....	60
Figura 3.20 Diagrama de deformaciones, esfuerzos y fuerzas para punto 6.1.....	61

Figura 3.21 Diagrama de deformaciones, esfuerzos y fuerzas para punto 6.2.....	62
Figura 3.22 Diagrama de deformaciones, esfuerzos y fuerzas para punto 6.3.....	63
Figura 3.23 Diagrama de deformaciones, esfuerzos y fuerzas para punto 7.1.....	64
Figura 3.24 Diagrama de deformaciones, esfuerzos y fuerzas para punto 7.2.....	65
Figura 3.25 Diagrama de deformaciones, esfuerzos y fuerzas para punto 7.3.....	66
Figura 3.25 Diagrama de interacción nominal de columna circular en dirección del eje x con línea de proyección.....	67
Figura 3.26 Diagrama de interacción nominal y de diseño de la columna circular en dirección del eje x con línea de proyección.....	71
Figura 3.27 Interfaz gráfica del software DIIN para columnas rectangulares.....	73
Figura 3.28 Interfaz gráfica del software DIIN para columnas circulares.....	73
Figura 3.29 Diagrama de interacción en los ejes “x” y “y” para una columna rectangular.	74
Figura 3.30 Diagrama de interacción para una columna circular.....	75
Figura 4.1 Comparación diagrama de interacción manual vs DIIN para columna rectangular.....	77
Figura 4.3 Esquema de columna rectangular planteada en SAP2000.	79
Figura 4.4 Comparación diagrama de interacción DIIN vs SAP2000 para columna rectangular.....	79
Figura 4.5 Esquema de columna circular planteada en SAP2000.....	80
Figura 4.6 Comparación diagrama de interacción DIIN vs SAP2000 para columna circular.	80
Figura 4.7 Tablas de resultados ejemplo 1 presentados en DIIN V4.0.....	81
Figura 4.8 Tablas de resultados ejemplo 1 presentados en DIIN V3.0.....	82
Figura 4.9 Comparativa de diagramas de interacción con el eje X ejemplo 1	82
Figura 4.10 Comparativa de diagramas de interacción con el eje Y ejemplo 1.....	83
Figura 4.11 Tablas de resultados ejemplo 2 presentados en DIIN V4.0.....	83
Figura 4.12 Tablas de resultados ejemplo 2 presentados en DIIN V3.0.....	84
Figura 4.13 Comparativa de diagramas de interacción uniaxial equivalente ejemplo 2	84
Figura 4.14 Tablas de resultados ejemplo 3 presentados en DIIN V4.0.....	85
Figura 4.15 Tablas de resultados ejemplo 3 presentados en DIIN V3.0.....	85
Figura 4.16 Comparativa de diagramas de interacción con el eje X ejemplo 3.....	86
Figura 4.17 Comparativa de diagramas de interacción con el eje Y ejemplo 3.....	86
Figura 4.18 Tablas de resultados ejemplo 4 presentados en DIIN V3.0.....	87
Figura 4.19 Tablas de resultados ejemplo 4 presentados en DIIN V4.0.....	87
Figura 4.20 Comparativa de diagramas de interacción uniaxial equivalente ejemplo 4	87

Figura 4.21 Comparativa DIIN V4.0 VS DIIN V3.0de resultados de carga nominal de diseño para las combinaciones ejemplo 5.....	88
Figura 4.22 Tablas de resultados ejemplo 5 presentados en DIIN V4.0.	89
Figura 4.23 Tablas de resultados ejemplo 5 presentados en DIIN V3.0.	89
Figura 4.24 Comparativa de diagramas de interacción con el eje X ejemplo 5.....	90
Figura 4.25 Comparativa de diagramas de interacción con el eje Y ejemplo 5.....	90

RESUMEN

El desarrollo de la presente tesis continua el trabajo realizado por el M. I. Martín Castillo Flores llamado DIIN V. 3.0, el cual tiene como propósito el diseño de columnas de concreto reforzado tanto rectangulares como circulares utilizando Microsoft Excel como lenguaje de programación, tomando como referencia los códigos de construcción, ACI-318-19, ACI-318-14, NTC-2017 y NTC-2004, destacando su gran utilidad en la enseñanza de la materia de diseño de elementos de concreto reforzado II y gracias a ello es posible profundizar en los temas de normativa ampliando el criterio del alumno.

En este sentido, la contribución de esta tesis es la generación de un software diseñado y estructurado en lenguaje de programación de Matlab, anexando el diseño por cortante para el cálculo del acero transversal (estribos) de la columna a diseñar, mayor manejabilidad de los gráficos y una nueva presentación generando un programa ejecutable para ordenador como producto final. El software SAP2000 (versión educativa) se utilizó como calibración entre diagramas de interacción y el software DIIN V3.0 para la calibración entre las eficiencias a cargas solicitadas.

ABSTRACT

The development of this thesis continues the work carried out by MI Martín Castillo Flores called DIIN V. 3.0, whose purpose is the design of both rectangular and circular reinforced concrete columns using Microsoft Excel as a programming language, taking as reference the construction codes, ACI-318-19, ACI-318-14, NTC-2017 and NTC-2004, highlighting its great usefulness in teaching the subject of design of reinforced concrete elements II and thanks to this it is possible to deepen in normative issues, broadening the student's criteria.

In this sense, the contribution of this thesis is the generation of a software designed and structured in the Matlab programming language, annexing the shear design for the calculation of the transverse steel (stirrups) of the column to be designed, greater manageability of the graphics and a new presentation generating an executable program for a computer as the final product. The SAP2000 software (educational version) was used as a calibration between interaction diagrams and the DIIN V3.0 software for the calibration between the efficiencies at requested loads.

INTRODUCCIÓN

Las columnas son los miembros verticales a compresión de marcos estructurales, que sirven como apoyo para las vigas cargadas, las cuales transmiten la carga de los pisos superiores de un edificio hasta la cimentación, para transferirla al suelo. Puesto que las columnas son elementos a compresión, la falla de la columna en un lugar crítico puede causar el colapso progresivo de los pisos concurrentes y el colapso total último de la estructura. (Aguirre Sosapanta, 2008)

Asimismo, la falla estructural de una columna es un evento de principal importancia debido a las posibles pérdidas humanas y económicas. Por lo que se debe tener un extremo cuidado en el diseño de las columnas, que deberán tener una resistencia de reserva, especialmente porque las fallas a compresión proporcionan muy poca advertencia visual.

Además, el código ACI, considera que para el diseño de miembros a compresión de concreto reforzado, el factor de reducción sea menor en comparación con los factores para la flexión, cortante o torsión.

Respecto a lo mencionado, es necesario que los estudiantes y el ingeniero enfocado en el área de estructuras en su actuar, generen conciencia de la importancia del buen diseño de columnas, sobre todo en las columnas de concreto reforzado cuyo procedimiento de diseño es tiende a ser más complejo.

El proceso de diseño de columnas de concreto reforzado en las clases de estructuras de concreto comienza por el equilibrio de la sección y determinar los límites de falla de la sección, los cuales generan un conjunto de puntos que unidos forman un lugar geométrico denominado “diagrama de interacción” y con él podemos conocer un panorama de la resistencia a la flexión y carga axial de la columna. Para encontrar estos puntos es necesario conocer la deformación unitaria de las capas de acero que conforman la columna y de esta manera obtener los esfuerzos y fuerzas asociados a dichas capas y así finalmente se realizar una sumatoria de fuerzas y de momentos para obtener un punto en el diagrama de interacción de la columna (fuerza, momento).

El proceso antes descrito elaborado manualmente es un proceso de tedioso y tardado, ya requiere de concentración, coordinación y agilidad en los cálculos y esto para por lo menos obtener 6 puntos del diagrama de interacción, que, hablando en tiempos, a un alumno le llevaría alrededor de 3 a 3 horas y media, para solamente generar el diagrama de interacción con muy poca aproximación en una sola dirección.

En este sentido, el propósito de la presente tesis es desarrollar una herramienta para el diseño de columnas de concreto reforzado en el lenguaje de programación de Matlab, con base al software DIIN V3.0, con el afán de utilizar las bondades que ofrece este lenguaje, en materia de desarrollo de algoritmos, interfaz gráfica y las propiedades de gráficos. Por lo que, el usuario al comprender la metodología de diseño de columnas de concreto reforzado con el enfoque de las NTC 2017 o del código ACI 318-19, así como de la práctica y experiencia de realizar algunos ejemplos manualmente, podrá realizar validaciones, modificar dimensiones en las secciones, cambiar propiedades de los materiales, seleccionar distintos códigos o normativas y distintos sistemas de unidades, lo que permitirá generar su propio criterio y entendimiento del comportamiento de columnas atendiendo la problemática sobre el colapso de las edificaciones por el mal diseño de columnas.

CAPÍTULO 1. ANTECEDENTES

Previo al desarrollo de la presente investigación, es necesario conocer los enfoques, estructura y composición de otros productos semejantes a DIIN, con el fin de tener un punto de referencia, las tendencias en el desarrollo de diagramas de interacción y las limitaciones a enfrentar. A continuación, se presenta un análisis de lo que ofrece actualmente el software DIIN, su comparación con algunos softwares comerciales más utilizados en el mercado y su comparativa con otros softwares académicos más relevantes en la elaboración de diagramas de interacción de columnas de concreto reforzado.

1.1. Software DIIN V3.0

DIIN V 3.0, software desarrollado por M. I. Martín Castillo Flores y Dr. Filiberto Candia García, docentes de la Facultad de Ingeniería de la BUAP con apoyo de M.I. Pilar Nayeli Madrid Báez y M.I. Diego Marcelo Muñoz Pérez, Maestros egresados de la Maestría en Ingeniería con opción terminal en estructuras

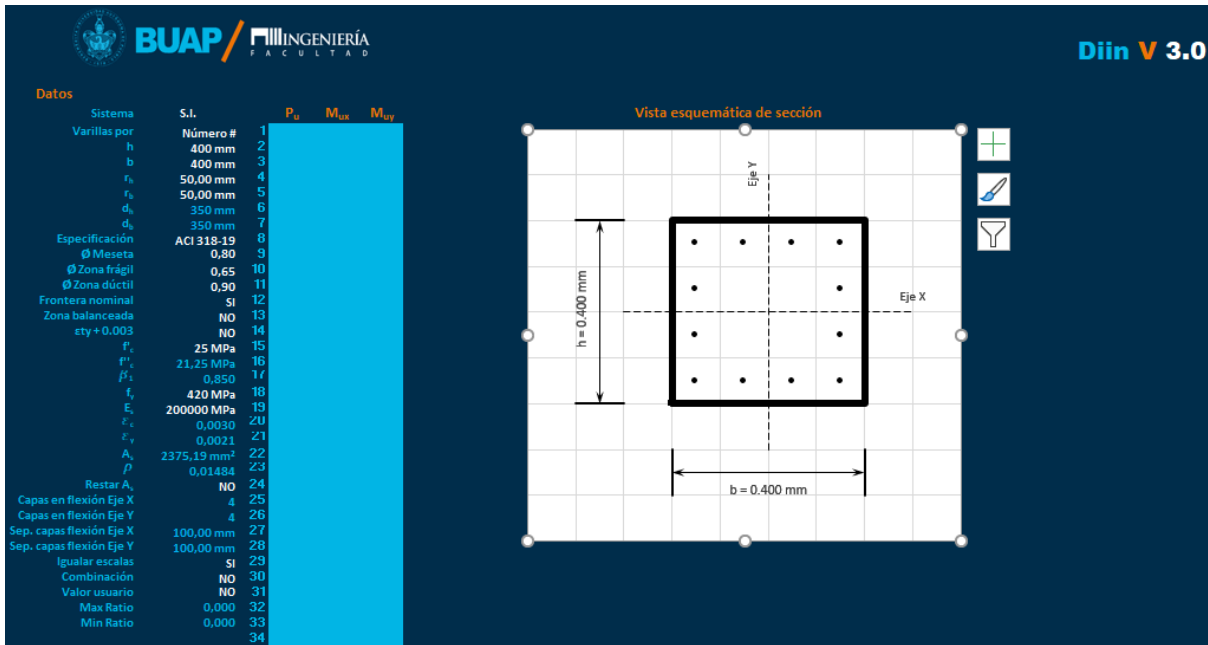
El programa fue desarrollado en Microsoft Excel, y está enfocado hacia la docencia, donde genera diagramas de interacción en ambas direcciones de columnas rectangulares y circulares de concreto reforzado con hasta 50 capas de acero, además de diseñar por flexocompresión uniaxial y biaxial por medio del método de la carga recíproca de Bresler utilizando los códigos, NTC-2004, NTC-2017, ACI-318-14 y ACI-318-19.

Aunque se han integrado los códigos antes mencionados, el usuario tiene la libertad de modificar los factores de reducción y así utilizarlos con otros reglamentos.

El propósito de este programa es que el alumno realice ejercicios básicos de forma tradicional y comprenda la metodología e hipótesis de diseño y corrobore los resultados obtenidos en clase con los del software. Esto permitirá mejor aprovechar las sesiones, resolver un mayor número de ejercicios con mayor complejidad y designar ese tiempo a cuestiones normativas, cosa que en la mayoría de las ocasiones no es posible y solo se llega a un diagrama nominal de la columna.

El software DIIN tiene la capacidad de evaluar 70 combinaciones y mostrará la eficiencia de la columna a las acciones correspondientes, además de presentar su capacidad máxima de compresión con ese grupo de acciones (figura 1.1).

a)



b)

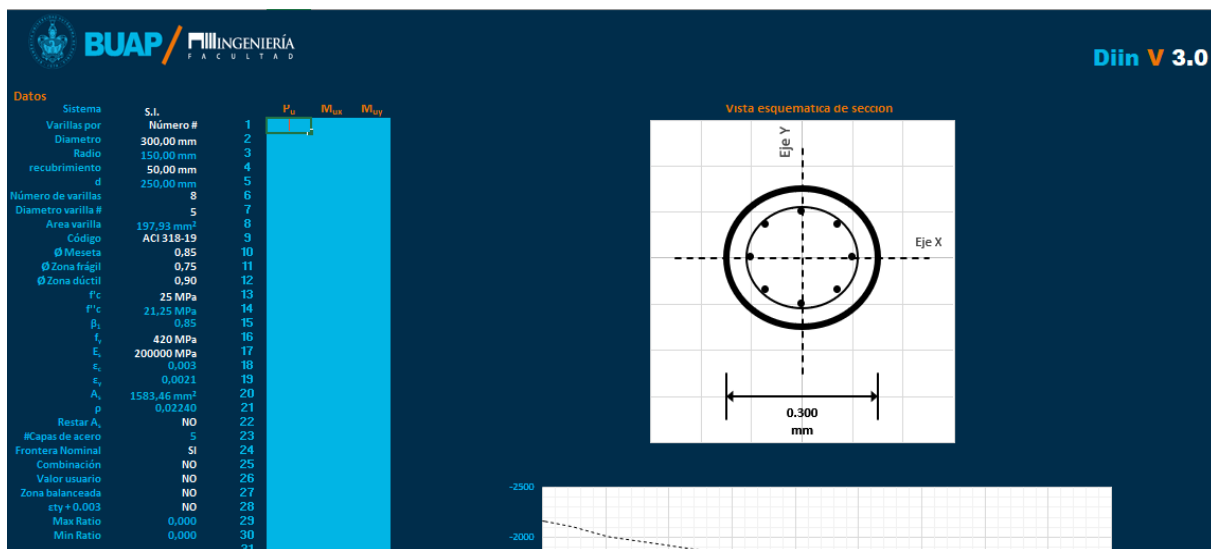


Figura 1.1 Interfaz de Usuario DIIN V 3.0., a) sección de columnas rectangulares y b) sección de columnas circulares. (Castillo, Candia, Navarrete, & Marcelo, 2019)

1.2. DIIN V3.0 vs Programas de Cómputo (SAP2000 y Etabs)

Se ha verificado que al aplicar el software DIIN, se reduce significativamente el tiempo de diseño de las columnas en clases, permitiendo un enfoque de realizar más ejercicios con diversas configuraciones de columnas y comparaciones entre las normativas más utilizadas en el país que lleven a nuevo conocimiento a través de la reflexión de los resultados obtenidos.

El software DIIN v3.0 no se diseñó para competir con los paquetes de software comerciales, solo se utilizaron para la validación de los resultados esto para dar certeza y que el ingeniero de la práctica pueda utilizar sin problemas el software DIIN y así realizar diseños de columnas de concreto reforzado.

Los diagramas de interacción del DIIN v3.0 tienen suficiente precisión como los generados por softwares comerciales como SAP2000 y ETABS.

1.3. Ventajas de DIIN V3.0 con otros programas de diseño de columnas

Existen gran variedad de software que tiene como objetivo el diseño de columnas, pero dentro de los cuales tenemos:

a) DID.

Software desarrollado por el Dr. Oscar M. González Cuevas, el cual contempla las normas técnicas complementarias 2004 y 2017. La primera versión del 2004 generó automáticamente diagramas de interacción nominal uniaxial de columnas rectangulares y circulares. En su versión 2017, permite generar diagramas de interacción ortogonales para columnas rectangulares y circulares (figura 1.2)

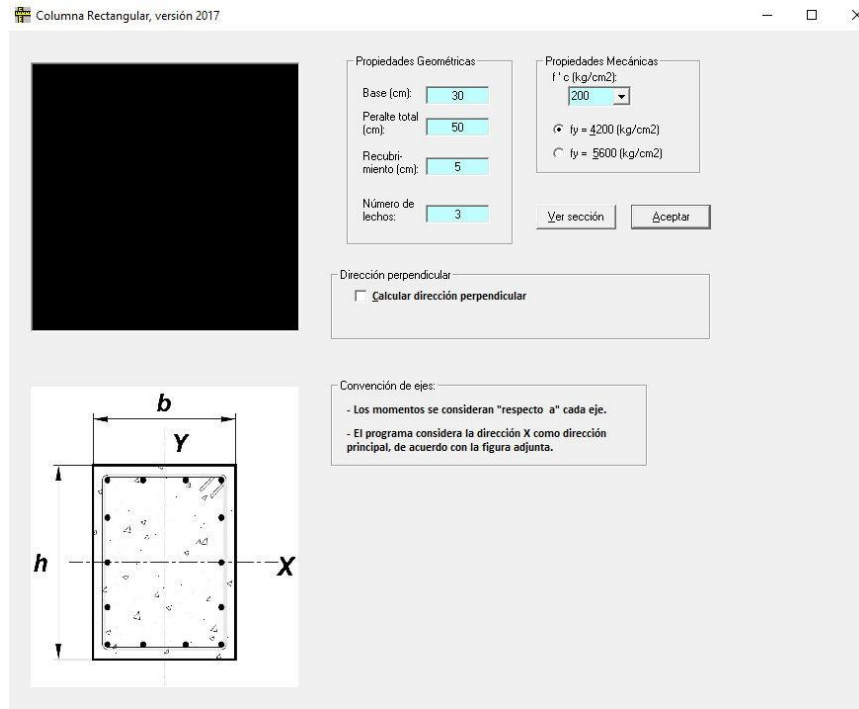


Figura 1.1 Ingreso datos de columna rectangular DID. (González, 2017)

b) Software Educativo para el análisis y diseño de elementos de concreto reforzado.

Desarrollado por el Departamento de Ingeniería Civil del Instituto Tecnológico y de Estudios Superiores de Monterrey por Delma V. Almada Navarro y Humberto López Salgado. El software utiliza el lenguaje de programación Visual Basic 5.0 y contiene 4 módulos, uno de ellos específicamente sobre columnas de concreto reforzado. Toma como base al código ACI-318-95 y sólo considera columnas cortas sujetas a flexión uniaxial, de sección transversal circular o rectangular. También construye los diagramas de interacción de la columna, además de tener la capacidad de revisar y diseñarlas.

c) Programa interactivo para el dimensionamiento de columnas de concreto reforzado DICARR 1.0.

Elaborado por Mario Miguel Carrillo Cubillas y Raúl Serrano Lizaola, se trata de un paquete interactivo, elaborado en Microsoft Excel, para el dimensionamiento de columnas de concreto reforzado, cortas y esbeltas, sujetas a carga axial excéntrica uniaxial y biaxial. Las normas utilizadas en el software son las Normas

Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto Reforzado del Distrito Federal de 1993 (figura 1.3).



Figura 1.3 Ventana de inicio Dicarr 1.0. (Carillo & Serrano, 2004)

d) Archivo de Excel “Design of reinforced concrete 10th Edition”

Archivo de Excel proporcionado en el libro “Design of reinforced concrete 10th Edition” de los autores Jack C. McCormac y Russel H. Brown. Se trata de un archivo de Excel el cual contiene hojas para columna rectangulares y circulares, para cargas axiales y para flexión uniaxial. En el caso columnas rectangulares el programa está diseñado para 3 capas de acero, en caso de que se utilice una cantidad diferentes de capas el resultado podría tener pequeños errores, para las columnas circulares está programado para 8 varillas de acero, al igual que para la columna rectangular, columnas con una cantidad diferente a 8 podría tener pequeños errores. (Figura 1.4)

La información se agrupa en la siguiente tabla de forma comparativa, con las variables que se contemplan:

Concepto	DID	ITESM	DICARR 1.0	McCORMAC	ACI SP-17	DIIN V.3.0
Códigos	NTC-2004 NTC-2017	ACI-318-95	NTCDF-93	ACI-318-14	ACI-318-14	NTC-2004 NTC-2017 ACI-318-14 ACI-318-19
Sección Rectangular	Si (n capas de acero)	Si (No especifica capas de acero)	Si (No especifica capas de acero)	Si (3 capas de acero)	Si (40 capas de acero)	Si (50 capas de acero)
Sección circular	Si (n varillas)	Si (No especifica la cantidad de varillas)	Si (No especifica la cantidad de varillas)	Si (8 varillas)	No	si
Esfuerzo de fluencia	4200 kgf/cm ² 5600 kgf/cm ²	Definido por el usuario	Definido por el usuario	Definido por el usuario	Definido por el usuario	Definido por el usuario
Biaxial	No	No	Si	No	No	Si
Diagrama Nominal	Si	Si	No (Diagramas adimensionales)	Si	Si	Si
Diagrama resistente	Si	Si	Si	Si	Si	Si
Interpolación en zona de transición	No	No	No	Si	Si	Si
Sistema de unidades	M.K.S	M.K.S	M.K.S	U.S.C.S	U.S.C.S	S.I. U.S.C.S M.K.S
Combinación de cargas	Si (1 combinación)	Si (1 combinación)	Si (1 combinación)	Si (1 combinación)	Si (1 combinación)	Si (1 combinación)

Tabla 1.1. Comparativa programas educativos. (Muñoz, 2019)

1.4. Limitaciones DIIN V3.0

Por lo mostrado en la tabla 1.1., DIIN V3.0 es un software competente que nos ofrece más propiedades que los softwares que fue comparado, sin embargo, es necesario agregar más características para complementarlo y que sea cada vez mejor, por lo que a continuación se mencionarán características de mejora que actualmente DIIN V3.0 no hace, dentro de las cuales:

- a) Mayor manipulación de gráficos, de tal manera que se puedan tomar datos de estos, sin necesidad de recurrir a la exportación de los puntos, lo cual lo hace más completo y se optimiza en tiempos.
- b) Para pruebas en los que el acero entra en rangos inelásticos el esfuerzo de fluencia f_y se incrementa un 25% por lo que se puede agregar esta parte, incluso colocar para cualquier porcentaje.
- c) Cuando se realiza el diseño de columnas por corte de deben de utilizar los momentos de máximos alineados horizontalmente al punto de combinación y no el punto proyectado desde el origen al diagrama de interacción, por lo que pudiera agregarse que se muestre este valor y que se obtengan con buena exactitud, y permita el diseño de la columna por corte.
- d) Cuando se cambia a otro tipo de sistema de unidades del que se tiene, DIIN V3.0 no puede hacer las conversiones de los datos, por lo que si el usuario no contempla esto puede causar confusión, errores en el análisis y en su caso pérdida de tiempos, lo cual sería una función bastante agradable para el usuario.
- e) En el caso del número del número de capas para las columnas rectangulares, el número de varillas en columnas circulares, así como el número de combinaciones de carga, DIIN V3.0 se encuentra limitado a un número específico, sería conveniente que no tuviera límite y que el usuario pudiera designarlo.

Aunque hay muchas más características que puede anexarse, sin embargo, se considera que como punto de partida las características mencionadas ayudarían en la manejabilidad del software, y posteriormente a ellas, pueden agregarse según las necesidades de usuario o algunas más refinadas y específicas en casos de estudio.

1.5. ¿Por qué migrar DIIN V3 en el lenguaje de programación de Matlab?

Actualmente DIIN V 3.0 se encuentra programado en Microsoft Excel, lo cual lo hace fácil de manejar y dado que Excel es utilizado en diversas aplicaciones tanto en lo laboral como en lo académico, los usuarios por lo general se encuentran familiarizados, por lo que es una excelente opción. Sin embargo, aún no se ha dado la oportunidad de desarrollarlo en otro lenguaje de programación, además como fue mencionado en el subcapítulo anterior, sobre las limitaciones de DIIN V3.0, se genera una oportunidad para aprovechar las bondades que los lenguajes de programación dedicados al desarrollo de aplicaciones o programas contienen.

En este sentido, se evaluaron varios lenguajes de programación y se tomó la decisión sobre el uso de Matlab, debido a su gran versatilidad, su gran aplicabilidad en la ingeniería civil con sus diversos complementos, la manejabilidad de su lenguaje, su plataforma de construcción de interfaz gráfica como lo es GUIDE de Matlab que permite generar programas independientes, ejecutables en cualquier ordenador, sin la necesidad de tener instalado Matlab.

CAPITULO 2 MARCO TEÓRICO

En el presente capítulo se presentará toda la información técnica necesaria para la elaboración de diagramas de interacción de columnas de concreto reforzado. Asimismo, se describirá el comportamiento del concreto y el acero como elemento estructural, las hipótesis de diseño para elementos sujetos a flexocompresión y los reglamentos que rigen actualmente el diseño de las columnas de concreto reforzado. Posteriormente se describirán conceptos importantes relacionados al desarrollo del software en el lenguaje de programación de Matlab, sus características, y la creación de interfaz gráfica en dicho programa.

2.1 Concreto

2.1.1 Características general del concreto

El concreto es un material semejante a la piedra que se obtiene mediante una mezcla cuidadosamente proporcionada de cemento, arena y grava u otro agregado, y agua; después, esta mezcla se endurece en formaletas con la forma y dimensiones deseadas. El cuerpo del material consiste en agregado fino y grueso. El cemento y el agua interactúan químicamente para unir las partículas de agregado y conformar una masa sólida. (Nilson & Darwin, 1999)

2.1.2 Comportamiento del concreto a esfuerzos de compresión

Por lo general la resistencia a compresión del concreto se obtiene de cilindros con una relación de altura a diámetro igual a 2. Los cilindros se cargan longitudinalmente a una tasa lenta de deformación para alcanzar la deformación máxima en 2 o 3 minutos. La figura 2.1 presenta curvas típicas esfuerzo-deformación obtenidas de cilindros de concreto cargado en compresión uniaxial en una prueba desarrollada durante varios minutos. Las curvas casi son lineales hasta aproximadamente un medio de la resistencia a compresión. El pico de la curva para concreto de alta resistencia es relativamente agudo, pero para concreto de baja resistencia la curva tiene un copete plano. La deformación en el esfuerzo máximo es aproximadamente 0.002. A deformaciones más elevadas, después de alcanzarse el esfuerzo máximo, todavía pueden transmitirse esfuerzos, aunque se

hacen visibles en el concreto grietas paralelas a la dirección de la carga. (Park & Paulay, 1988)

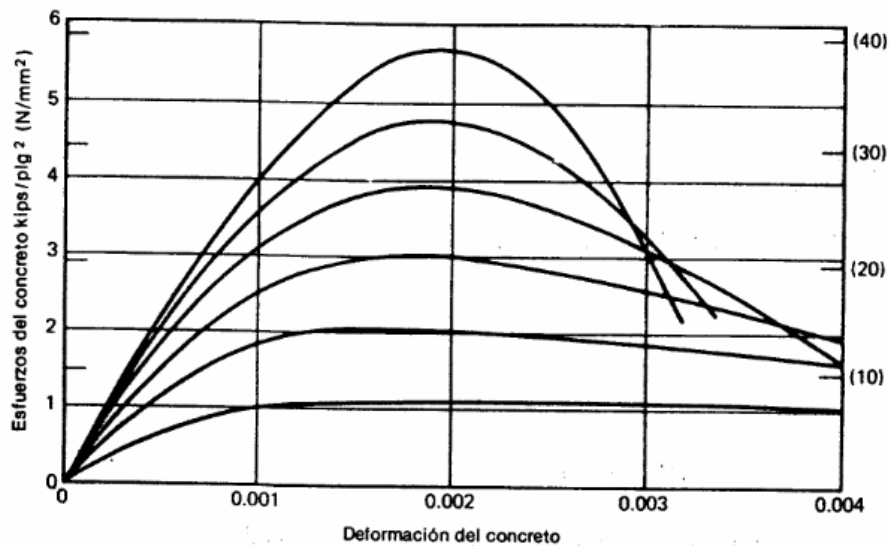


Figura 2.1 Curvas esfuerzo-deformación de concreto en compresión uniaxial (Park & Paulay, 1988)

2.1.3 Comportamiento del concreto a esfuerzos de tensión

Es difícil encontrar una manera sencilla y reproducible de determinar la resistencia a tensión uniaxial. En 1948, Lobo Carneiro en Brasil y, casi simultáneamente Akazawa en Japón, idearon un procedimiento de ensaye indirecto en tensión, que se conoce como el ensaye brasileño. En esencia consiste en someter un cilindro a compresión lineal diametral. La carga se aplica a través de un material relativamente suave, como triplay o corcho. En realidad, el concreto no es elástico y, además, la resistencia en tensión que se mide no es la resistencia en tensión uniaxial. Sin embargo, lo que se pretende es tener una medida de resistencia del concreto a la tensión por medio de un ensaye fácil y reproducible por muchos operadores en distintas regiones. (Gonzalez & Robles, 2005)

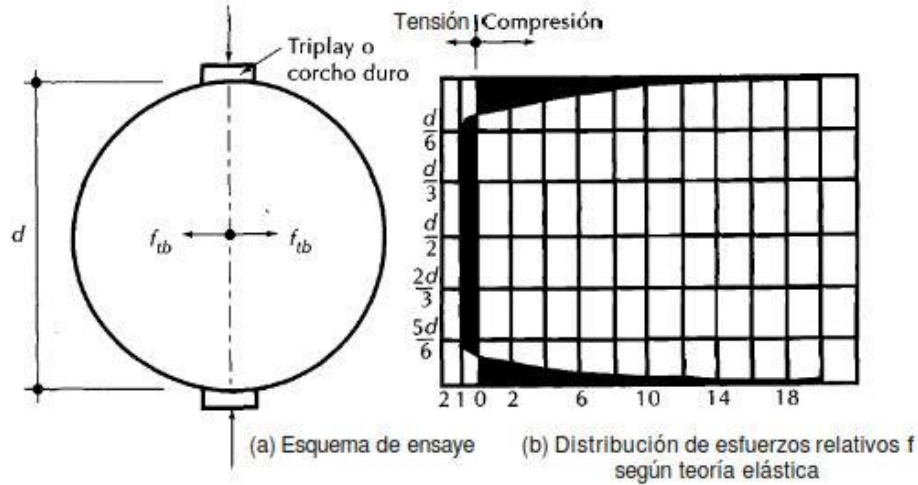


Figura 2.2 Distribución de esfuerzos ensaye brasileño. (Gonzalez & Robles, 2005)

2.1.4 Módulo de elasticidad del concreto.

El concreto no tiene un módulo de elasticidad bien definido. Su valor varía con las diferentes resistencias del concreto, con la edad de éste, con el tipo de carga, las características y proporciones del cemento y los agregados. Además, hay varias definiciones diferentes del módulo:

- El módulo inicial es la pendiente del diagrama de esfuerzo-deformación en el origen de la curva.
- El módulo por tangente es la pendiente de una tangente a la curva en algún punto de ésta, por ejemplo, en 50% de la resistencia última del concreto.
- A la pendiente de una línea trazada del origen a un punto en la curva entre 25 y 50% de su resistencia última a compresión, se le llama módulo por secante.
- Otro módulo, llamado módulo aparente o módulo a largo plazo, se determina usando los esfuerzo y deformaciones unitarias obtenidas después de que la carga se ha aplicado durante cierto periodo. (Mc Cormac & Brown, 2011)

2.2 Acero

2.1.1 Características general del acero

Las varillas de refuerzo de acero generalmente tienen sección transversal redonda. Para restringir el movimiento longitudinal de las varillas relativo al concreto que las rodea, se rolan costillas o protuberancias llamadas corrugaciones en la superficie de la varilla. Mediante investigación experimental se han determinado los requerimientos mínimos para las corrugaciones (espaciamiento, altura y distribución perimetral) que indican las especificaciones del acero. Las especificaciones del ASTM requieren que las corrugaciones tengan un espaciamiento promedio que no sea mayor que 0.7 del diámetro nominal de la varilla; deben además encontrarse distribuidas por lo menos en un 75% del perímetro nominal de la varilla. (Park & Paulay, 1988)

2.2.2 Curvas esfuerzo-deformación

Las curvas esfuerzo-deformación para varillas de acero se obtienen de varillas de acero cargadas monotónicamente a tracción. Las curvas exhiben una porción inicial elástica lineal, una plataforma de cedencia (zona más allá de la cual, la deformación aumenta con poco o ningún aumento del esfuerzo), una región de endurecimiento por deformación, en la que el esfuerzo nuevamente aumenta con la deformación; y, finalmente, una región en la que el esfuerzo decae hasta que ocurre la fractura. (Ortega, 2014)

2.3 Columnas

Las columnas son elementos utilizados para resistir básicamente solicitaciones de compresión axial, aunque por lo general, ésta actúa en combinación con corte, flexión o torsión ya que en las estructuras de concreto armado, la continuidad del sistema genera momentos flectores en todos sus elementos. (Harmsen, 2002)

2.4 Suposiciones de diseño para resistencia a flexión y a carga axial.

La determinación de resistencia a flexión y carga axial se realizará con base en las siguientes suposiciones:

- a) Debe cumplirse con la condición de equilibrio en cada sección.

- b) Las deformaciones unitarias en el concreto y el refuerzo no preesforzado deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.
- c) La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto debe suponerse igual a 0.003.
- d) Se debe suponer un esfuerzo de $0.85f'_c$ uniformemente distribuido en una zona de compresión equivalente, limitada por los bordes de la sección transversal por una línea recta paralela al eje neutro, ubicada a una distancia a de la fibra de deformación unitaria máxima en compresión, tal como se calcula con: $a = \beta_1 c$
- e) La distancia desde la fibra de deformación unitaria máxima al eje neutro, c , se debe medir en dirección perpendicular al eje neutro. (ACI., 2014)

f'_c , MPa	β_1	
$17 \leq f'_c \leq 28$	0.85	(a)
$28 < f'_c < 55$	$0.85 - \frac{0.05(f'_c - 28)}{7}$	(b)
$f'_c \geq 55$	0.65	(c)

Tabla 2.1 Valores de β_1 para distintos valores de f'_c . (ACI., 2014)

2.4 Diagrama de interacción.

Para el diseño de columnas, sean de concreto reforzado, acero estructural y/o sección compuesta, es útil contar con la mayor cantidad de herramientas para obtener con facilidad un diseño lo más adecuado posible. Una de las herramientas o ayudas de diseño más utilizadas son los llamados diagramas de interacción, que permiten conocer todas las combinaciones de momento flexionante, M , y carga axial, P , a las que se encuentra sometida una sección transversal en particular. (Ramírez, Mendoza, Alejandro, & Valdés, 2012)

Un diagrama de interacción de resistencia define la carga y el momento de falla para determinada columna en el intervalo completo de excentricidades desde cero hasta el infinito. Para cualquier excentricidad, existe un solo par de valores P_n y M_n , que producirán un estado inminente de falla. (Nilson & Darwin, 1999)

2.5 Factores de reducción de resistencia

a) NTC-2004.

FR=0.8 Cuando el núcleo esté confinado con refuerzo transversal circular o con estribos que cumplan con los requisitos del inciso 6.2.4 o 7.3.4.b de las NTC-2004 para diseño y construcción de estructuras de concreto.

FR=0.8 Cuando el elemento falle en tensión.

FR=0.7 si el núcleo no está confinado y la falla es en compresión. (Federal, 2004)

b) NTC-2017.

FR=0.75 Cuando el elemento falle en tensión.

FR=0.75 Cuando el núcleo esté confinado con refuerzo transversal circular que cumpla con los requisitos del inciso 6.1.4, o con estribos que cumplan con los requisitos de los incisos 7.3.4, 8.3.4 o 9.3.4, según el valor de Q usado. FR=0.65 si el núcleo no está confinado y la falla es en compresión. (México, 2017)

c) ACI-2014

Deformación unitaria neta a tracción, ε_t	Clasificación	ϕ			
		Tipo de refuerzo transversal			
		Espirales que cumplen con 25.7.3	TM	Otro	
$\varepsilon_t \leq \varepsilon_{ty}$	Controlada por compresión	0.75	(a)	0.65	(b)
$\varepsilon_{ty} < \varepsilon_t < 0.005$	Transición ^[1]	$0.75 + 0.15 \frac{(\varepsilon_t - \varepsilon_{ty})}{(0.005 - \varepsilon_{ty})}$	(c)	$0.65 + 0.25 \frac{(\varepsilon_t - \varepsilon_{ty})}{(0.005 - \varepsilon_{ty})}$	(d)
$\varepsilon_t \geq 0.005$	Controlada por tracción	0.90	(e)	0.90	(f)

^[1]Para las secciones clasificadas como de transición, se permite usar el valor de ϕ correspondiente a secciones controladas por compresión.

Tabla 2.2 Factor de reducción de resistencia para elementos a flexocompresión (ACI., 2014).

2.7 Métodos aproximados de diseño para columnas en flexión biaxial.

La capacidad última de secciones sometidas a flexo-compresión biaxial no puede ser encontrada con fórmulas directas de manera exacta. Las formulaciones matemáticas al respecto están basadas en la descripción de las isocargas y tratan de establecer expresiones matemáticas que relacionen las resistencias M_x y M_y relativas a los ejes de simetría ortogonales de la sección.

El problema se simplifica tomando en cuenta que la capacidad a flexo-compresión biaxial puede expresarse como función de la capacidad uniaxial (alrededor de los ejes de simetría ortogonales x , y) de la sección transversal. Dicha simplificación permite recurrir a los diagramas de interacción que son fáciles de usar y expresan de manera adecuada la resistencia uniaxial. (Delgado, 2014)

2.7.1 Método de la Carga Recíproca

Método propuesto por Boris Bresler en el año 1961 y consiste en la siguiente expresión:

$$\frac{1}{P_t} = \frac{1}{P_x} + \frac{1}{P_y} - \frac{1}{P_0}$$

Donde:

P_t = Carga última bajo flexión biaxial.

P_x = Carga última en el diagrama uniaxial en x con excentricidad en y .

P_y = Carga última en el diagrama uniaxial en y con excentricidad en x .

P_0 = Carga axial en compresión pura.

Esta aproximación tiene las siguientes ventajas:

- Tiene una forma simple
- Los parámetros P_0 , P_x , P_y , son determinados relativamente fáciles.
- El método parece ser general, por lo menos para secciones comunes de columnas. (Bresler, 1961)

2.7.2 Método carga de la superficie

$$\left(\frac{M_{nx}}{M_{ox}}\right) + \left(\frac{M_{ny}}{M_{oy}}\right) = 1.0$$

Donde:

$$M_{nx} = P_{ney} \text{ y } M_{oy} = P_{nex}.$$

$M_{ox} = M_{nx}$ a tal carga axial P_n donde M_{ny} o ex sea igual a cero.

$M_{oy} = M_{ny}$ a tal carga axial P_n donde M_{nx} o ey sea igual a cero.

α tiene el valor de $(\log 0.5 / \log \beta)$

En la figura 2.4 se muestra la gráfica del contorno ABC

Para cuestiones de diseño el contorno es aproximado mediante 2 líneas rectas BA y BC, las siguientes ecuaciones simplifican éstas dos condiciones.

➤ Para AB cuando $\frac{M_{ny}}{M_{oy}} < \frac{M_{nx}}{M_{ox}}$

$$\frac{M_{nx}}{M_{ox}} + \frac{M_{ny}}{M_{oy}} \left[\frac{1 - \beta}{\beta} \right] = 1.0$$

➤ Para BC cuando $\frac{M_{ny}}{M_{oy}} > \frac{M_{nx}}{M_{ox}}$

$$\frac{M_{ny}}{M_{oy}} + \frac{M_{nx}}{M_{ox}} \left[\frac{1 - \beta}{\beta} \right] = 1.0$$

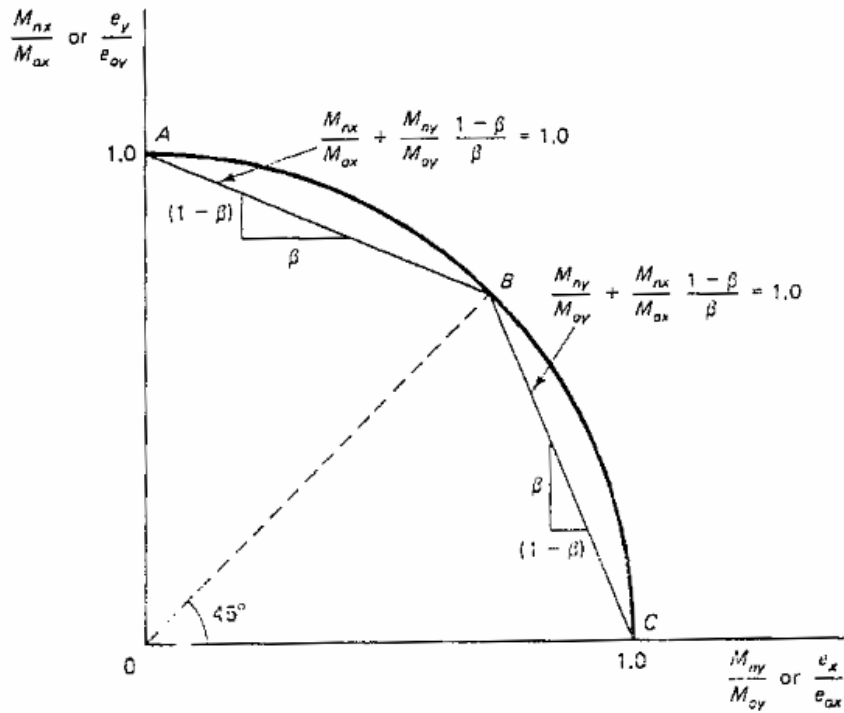


Figura 2.4 Diagrama de interacción de superficie columna rectangular. (Nawy, 2005)

Para columnas rectangulares donde el refuerzo se encuentra distribuido uniformemente a lo largo de todas las caras de la columna, la relación M_{oy}/M_{nx} puede ser tomado aproximadamente igual a b/h . Por lo que las ecuaciones anteriores pueden ser modificadas de la siguiente manera. (Nawy, 2005)

➤ Para $\frac{M_{ny}}{M_{nx}} > \frac{b}{h}$

$$M_{ny} + M_{nx} \frac{b}{h} \left[\frac{1 - \beta}{\beta} \right] = M_{oy}$$

➤ Para $\frac{M_{ny}}{M_{nx}} \leq \frac{b}{h}$

$$M_{nx} + M_{ny} \frac{h}{b} \left[\frac{1 - \beta}{\beta} \right] = M_{ox}$$

2.8 Límites de refuerzo.

a) NTC-2004.

La cuantía del refuerzo longitudinal de la sección no será menor que $2/f_y$ (f_y en MPa, o $20/f_y$, con f_y , en kg/cm) ni mayor que 0.06. El número mínimo de barras será seis en columnas circulares y cuatro en rectangulares. (Federal, 2004)

b) NTC-2017.

➤ Ductilidad baja y media.

La cuantía del refuerzo longitudinal de la sección no será menor que 1% ni mayor que 6%. El número mínimo de barras será seis en columnas circulares y cuatro en rectangulares. (México, 2017)

➤ Ductilidad alta.

La cuantía de refuerzo longitudinal no será menor que 1% ni mayor que 4%. El número mínimo de barras será seis en columnas circulares y cuatro en rectangulares. (México, 2017)

a) ACI-2014

➤ Pórticos ordinarios resistentes a momento.

Para columnas sin preesfuerzo el refuerzo longitudinal mínimo y máximo no debe ser menor que 1% ni mayor que el 8% del área gruesa de la columna. (ACI., 2014)

➤ Pórticos intermedios resistentes a momento.

Para columnas sin preesfuerzo el refuerzo longitudinal mínimo y máximo no debe ser menor que 1% ni mayor que el 8% del área gruesa de la columna. (ACI., 2014)

➤ Pórticos especiales resistentes a momento.

Para columnas sin preesfuerzo el refuerzo longitudinal mínimo y máximo no debe ser menor que 1% ni mayor que el 6% del área gruesa de la columna. (ACI., 2014)

d) ACI-2019

- Pórticos ordinarios resistentes a momento.

Para columnas sin preesfuerzo el refuerzo longitudinal mínimo y máximo no debe ser menor que 1% ni mayor que el 8% del área gruesa de la columna. (ACI, 2019)

- Pórticos intermedios resistentes a momento.

Para columnas sin preesfuerzo el refuerzo longitudinal mínimo y máximo no debe ser menor que 1% ni mayor que el 8% del área gruesa de la columna. (ACI, 2019)

- Pórticos especiales resistentes a momento.

Para columnas sin preesfuerzo el refuerzo longitudinal mínimo y máximo no debe ser menor que 1% ni mayor que el 6% del área gruesa de la columna. (ACI, 2019)

2.9 Software De MATLAB

El software de MATLAB está optimizado para resolver problemas científicos y de ingeniería. El lenguaje de MATLAB está basado en matrices y sus gráficas integradas disminuyen la complejidad en la visualización de los datos y la obtención de información. Una considerable biblioteca de herramientas (*Toolboxes*) integradas le permite empezar a trabajar inmediatamente con algoritmos esenciales para su dominio. El entorno de escritorio invita a experimentar, explorar y descubrir. Todas estas herramientas y funciones de MATLAB están probadas rigurosamente y diseñadas para trabajar juntas. (MathWorks, 2020)

2.10 Características de MATLAB

- Lenguaje de alto nivel para cálculos científicos y de ingeniería
- Entorno de escritorio optimizado para la exploración iterativa, el diseño y la solución de problemas
- Gráficas para visualizar datos y herramientas para crear diagramas personalizados
- Aplicaciones para ajustar curvas, clasificar datos, analizar señales, ajustar sistemas de control y muchas otras tareas

- Toolbox complementarias para una amplia variedad de aplicaciones científicas y de ingeniería
- Herramientas para crear aplicaciones con interfaces de usuario personalizadas
- Interfaces para C/C++, Java®, .NET, Python, SQL, Hadoop y Microsoft® Excel®
- Opciones de implementación libres de derechos para compartir programas de MATLAB con los usuarios finales. (MathWorks, 2020)

2.12 Creación de Apps con interfaces gráficas de usuario en MATLAB

Las GUI (Graphical User Interface) (también conocidas como interfaces gráficas de usuario o interfaces de usuario) permiten un control sencillo (con uso de ratón) de las aplicaciones de software, lo cual elimina la necesidad de aprender un lenguaje y escribir comandos a fin de ejecutar una aplicación.

Las Apps de MATLAB son programas autónomos de MATLAB con un frontal gráfico de usuario GUI que automatizan una tarea o un cálculo. Por lo general, la GUI incluye controles tales como menús, barras de herramientas, botones y controles deslizantes. Muchos productos de MATLAB, como Curve Fitting Toolbox, Signal Processing Toolbox y Control System Toolbox, incluyen Apps con interfaces de usuario personalizadas. También es posible crear Apps personalizadas propias, incluidas las interfaces de usuario correspondientes, para que otras personas las utilicen. (MathWorks, 2020)

CAPITULO 3 CASOS DE ESTUDIO (VALIDACIÓN DIIN V4.0)

En el presente capítulo se presentará el procedimiento para la elaboración de diagramas de interacción para columnas rectangulares y circulares, además del proceso de elaboración del software DIIN V4.0, para diseño y cálculo de columnas circulares de concreto reforzado. Para la comprensión de dicho procedimiento de forma manual es importante conocer los conceptos de diagrama de interacción, falla balanceada y flexión pura.

3.1 Diagrama de interacción manual.

Para generar un diagrama de interacción se requieren miles de puntos los cuales se obtienen variando el eje neutro en la sección transversal de la columna, entre más pequeña la variación, mayor será el número de puntos generados, por lo cual será un diagrama más preciso.

Para dicho proceso manual, se tomarán en cuenta las suposiciones de diseños descritas en el ACI-318-19.

Aplicando estas suposiciones se debe de cumplir con la condición de equilibrio en cada uno de los puntos.

Por fines didácticos, sólo se contemplarán 7 puntos que son los más representativos en un diagrama de interacción, que se mencionarán de manera individual conforme el avance el desarrollo del cálculo.

3.2 Falla balanceada.

La falla balanceada ocurre cuando simultáneamente el acero llega a su esfuerzo de fluencia y el concreto alcanza su deformación unitaria máxima de 0.003 en compresión. Este criterio es general y se aplica a secciones de cualquier forma sin acero de compresión o con él. (Miramontes, 2004)

Para esto debemos de conocer el valor del eje neutro “ c ” donde ocurre esta condición, utilizando el método de “triángulos semejantes”. Además, debemos conocer la deformación unitaria en cada capa de acero, esto debido que es necesario conocer el esfuerzo y posteriormente la fuerza en cada una de ellas.

El comportamiento del acero estará dado por una gráfica de esfuerzo-deformación elasto-plástico perfecto.

El modelo elasto-plástico perfecto, es un modelo parecido al bilineal, con la variación de que la pendiente del gráfico después de la fluencia no es positiva sino igual a cero, lo que implica que no se considera el endurecimiento debido a la deformación. Como se puede observar en la figura 3.1 este modelo no considera la degradación de la rigidez. (López, 2017)

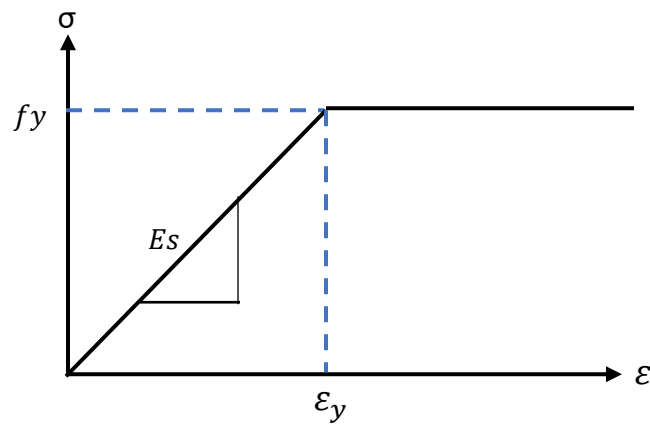


Figura 3.1 Comportamiento del acero de refuerzo (elasto-plástico perfecto).

3.3 Flexión Pura.

Ocurre cuando la columna está sometida a flexión pura, esto quiere decir que no existen cargas axiales y solo están actuando momentos alrededor de la columna. Se debe proponer diferentes distancias de eje neutros hasta que el valor de la fuerza axial sea igual a cero.

3.4 Desarrollo de cálculo (eje x) para columna rectangular.

Graficar el diagrama de interacción alrededor del eje x de la siguiente columna.

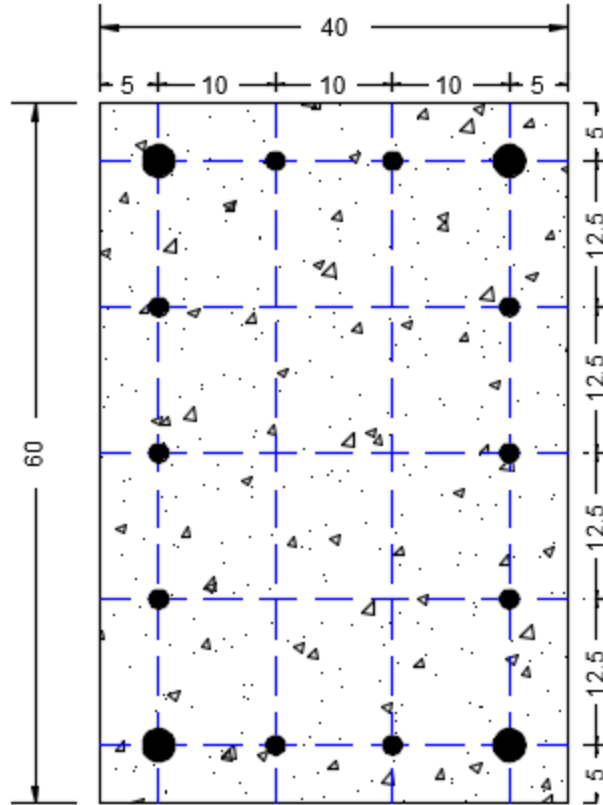


Figura 3.2 Esquema de columna rectangular planteada de ejemplo.

Datos:

$$f'c = 25 \text{ MPa} \quad Ag = h * b = 0.6\text{m}(0.4\text{m}) = 0.24\text{m}^2$$

$$fy = 420 \text{ MPa}$$

$$Es = 200\,000 \text{ MPa}$$

4 varillas #8

10 varillas #6

$$Ast = 48.7706 \text{ cm}^2 = 0.00487706 \text{ m}^2$$

➤ Primer Punto (Compresión pura)

El punto de compresión pura se obtiene mediante la siguiente ecuación:

$$Pn_1 = -[f''c * Ag + fy * Ast]$$

Donde:

$Pn_1 =$ Carga axial nominal en compresión

$$f''c = 0.85 * f'c$$

$Ag =$ Área total de la sección

$fy =$ Esfuerzo de fluencia acero

$Ast =$ Área total del refuerzo longitudinal

Se debe de contemplar por convención que la carga de nominal con signo menos significa compresión y el signo positivo significa tensión.

$$f''c = 0.85 * 25 \text{ MPa} = 21.25 \text{ MPa}$$

$$Pn_1 = -[f''c * Ag + fy * Ast]$$

$$Pn_1 = -[21.25 \text{ MPa} * 0.24 \text{ m}^2 + 420 \text{ MPa} * 0.00487706 \text{ m}^2]$$

$$Pn_1 = -7.14836 \text{ MN} = -7148.36 \text{ kN} \quad Mn_1 = 0$$

➤ Punto 2 (Tensión Pura)

Debido que el concreto resiste muy poco a la tensión y para fines prácticos esta resistencia no es contemplada, lo que permite estar del lado de la seguridad, los esfuerzos a tensión en este caso sólo son soportados por el acero de refuerzo, por lo que la expresión para el cálculo de la tensión pura está dada por:

$$Pn_2 = fy * Ast$$

$$Pn_2 = 420 \text{ MPa} * 0.00487706 \text{ m}^2 = 2.04836 \text{ MN}$$

$$Pn_2 = 2048.36 \text{ kN} \quad Mn_2 = 0$$

➤ Punto 3 (Falla balanceada)

En el presente ejercicio planteado se decidió por un esfuerzo de fluencia $fy = 420 \text{ MPa}$, ya que este tipo de acero es convencional y generalmente utilizado en la industria de la construcción, así como su Modulo de elasticidad de $Es =$

200 000 MPa, por lo que se tiene una deformación unitaria a la fluencia del acero igual a $\epsilon_y = 0.0021$, esto quiere decir que valores iguales o mayores de una deformación de $\epsilon = 0.0021$, el acero fluirá, por lo que el esfuerzo normal será igual a f_y ($\sigma = f_y$), en caso contrario multiplicaremos $\sigma = E_s * \epsilon$.

El eje neutro c podemos calcularlo de por medio de:

$$c = \left(\frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_y} \right) * d,$$

Donde:

$\epsilon_{cu} = 0.003$ deformación unitaria por aplastamiento del concreto

$\epsilon_y = 0.0021$ deformación unitaria por fluencia del acero

$d = 60\text{cm}(\text{altura de la sección}) - 5\text{cm}(\text{recubrimiento}) = 55\text{cm}$, peralte efectivo de la sección en la dirección del análisis.

Por lo que el valor de c es igual: $c = \left(\frac{0.003}{0.003+0.0021} \right) * 55\text{cm} = 32.353\text{ cm}$

$a = 0.85 * c = 0.85 * 32.353\text{ cm} = 27.5\text{ cm}$

$A_c = a * b = 27.5\text{ cm} * 40\text{ cm} = 1100\text{ cm}^2$

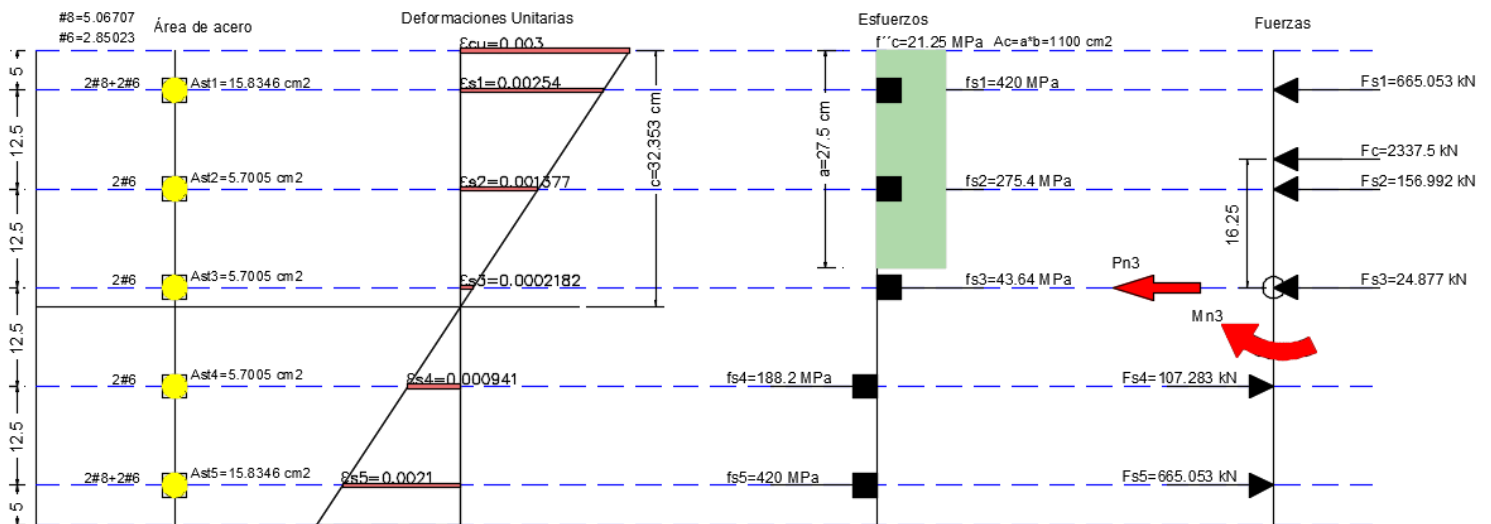


Figura 3.3 Diagrama de deformaciones, esfuerzos y fuerzas para punto 3

Haciendo sumatoria de fuerzas para determinar Pn_3 :

$$\rightarrow +\sum Fx = 0; Pn_3 = -Fs1 - Fs2 - Fs3 + Fs4 + Fs5 - Fc$$

$$Pn_3 = -665.053 - 156.992 - 24.877 + 107.283 + 665.053 - 2337.5$$

$$Pn_3 = -2412.12 \text{ kN}$$

Haciendo sumatoria de momentos para determinar Mn_3 :

$$\curvearrowright +\sum Mi = Mn_3;$$

$$Mn_3 = 665.053 \text{ kN} * 25 \text{ cm} + 156.992 \text{ kN} * 12.5 + 2337.5 \text{ kN} * 16.25 \text{ cm} + 107.283 \text{ kN} * 12.5 \text{ cm} + 665.053 \text{ kN} * 25 \text{ cm}$$

$$Mn_3 = 745.41 \text{ kN} - \text{m}$$

➤ Punto 4 (c = d)

Para obtener el punto se ubicará el eje neutro c en la última capa de acero y mediante el método de “triángulos semejantes” obtendremos las deformaciones unitarias en cada capa de acero.

$$c = d = 55 \text{ cm}, a = 0.85 * c = 0.85 * 55 \text{ cm} = 46.75 \text{ cm}$$

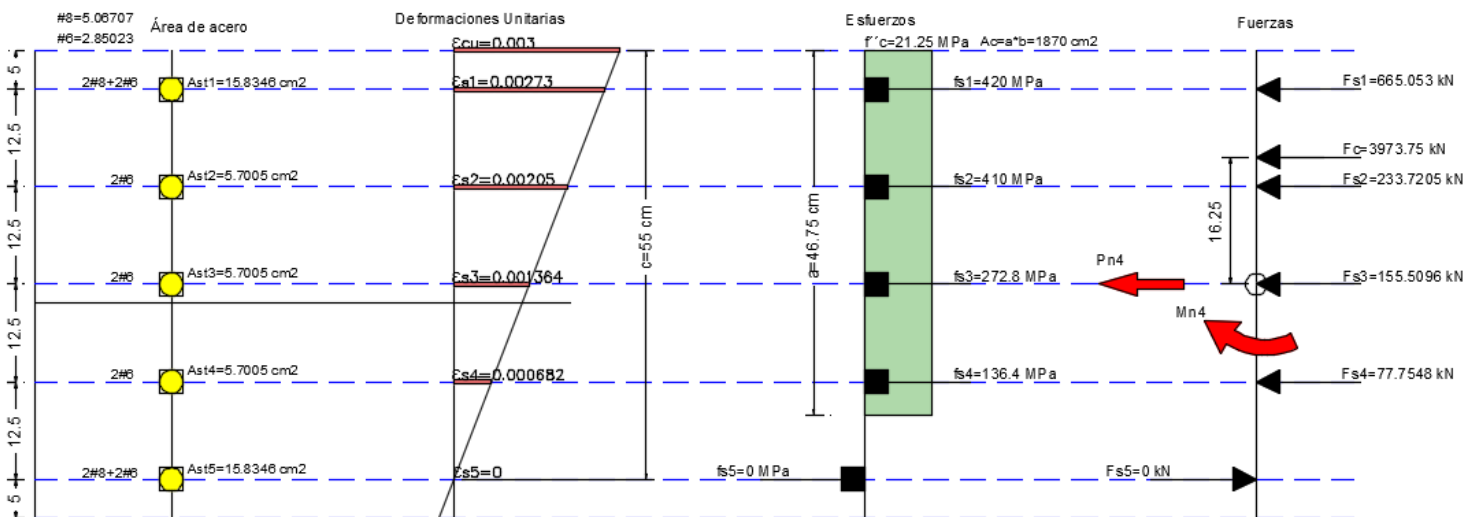


Figura 3.4 Diagrama de deformaciones, esfuerzos y fuerzas para punto 4

Haciendo sumatoria de fuerzas para determinar Pn_4 :

$$\rightarrow +\sum Fx = 0; Pn_4 = -Fs1 - Fs2 - Fs3 - Fs4 + Fs5 - Fc$$

$$Pn_4 = -665.053 - 233.7205 - 155.5096 - 77.548 + 0 - 3973.75$$

$$Pn_4 = -5105.2 \text{ kN}$$

Haciendo sumatoria de momentos para determinar Mn_4 :

$$\curvearrowright +\sum Mi = Mn_4;$$

$$Mn_4 = 665.053 \text{ kN} * 25 \text{ cm} + 233.7205 \text{ kN} * 12.5 + 3973.75 \text{ kN} * 6.625 \text{ cm} \\ + 155.5096 \text{ kN} * 0 \text{ cm} - 77.548 \text{ kN} * 12.5 \text{ cm}$$

$$Mn_4 = 448.96 \text{ kN} - \text{m}$$

➤ punto 5 (c = r)

Para obtener el punto se ubicará el eje neutro c en la primera capa de acero y mediante el método de “triángulos semejantes” obtendremos las deformaciones unitarias en cada capa de acero.

$$c = r = 5 \text{ cm}, a = 0.85 * c = 0.85 * 5 \text{ cm} = 4.25 \text{ cm}$$

$$Ac = a * b = 4.25 \text{ cm} * 40 \text{ cm} = 170 \text{ cm}^2$$

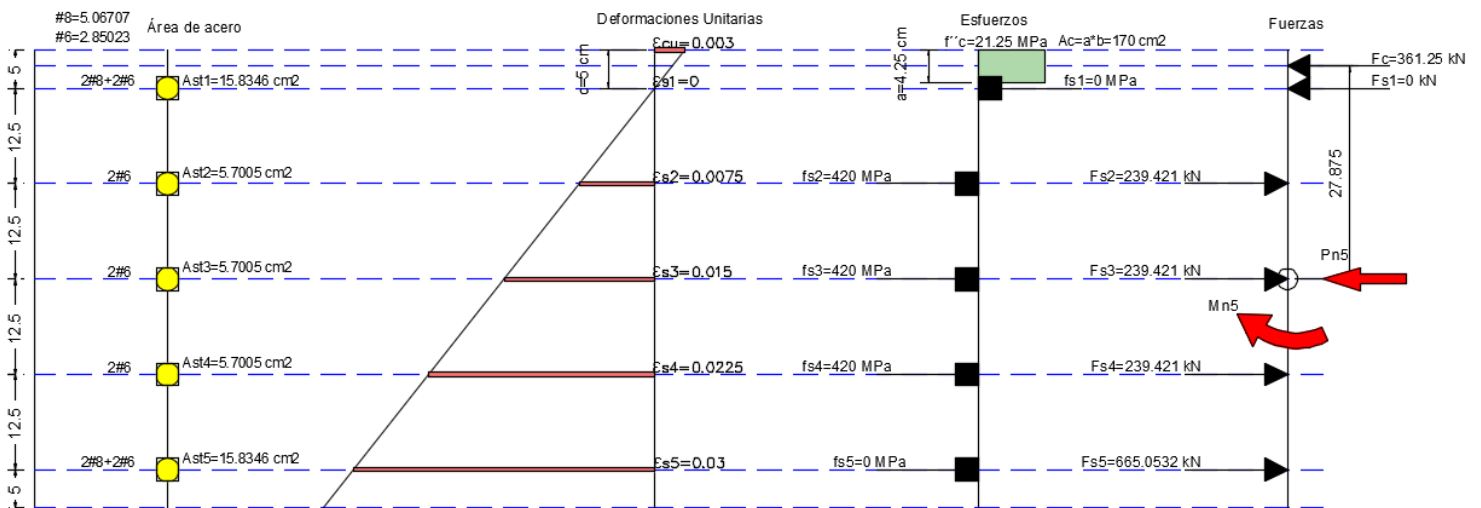


Figura 3.5 Diagrama de deformaciones, esfuerzos y fuerzas para punto 5

Haciendo sumatoria de fuerzas para determinar Pn_5 :

$$\rightarrow +\sum Fx = 0; Pn_5 = Fs1 + Fs2 + Fs3 + Fs4 + Fs5 - Fc$$

$$Pn_5 = 0 + 239.421 + 239.421 + 239.421 + 665.0532 - 361.25$$

$$Pn_5 = 1022.06 \text{ kN}$$

Haciendo sumatoria de momentos para determinar Mn_5 :

$$\curvearrowright +\sum Mi = Mn_5;$$

$$Mn_5 = 0 * 25 - 239.421 \text{ kN} * 12.5 \text{ cm} - 239.421 \text{ kN} * 0 \text{ cm} + 239.421 \text{ kN} * 12.5 \text{ cm} \\ + 665.0532 \text{ kN} * 25 \text{ cm} + 361.25 * 27.875$$

$$Mn_5 = 266.96 \text{ kN} - m$$

➤ Punto 6 (Flexión pura)

Debido al cambio de signo entre los puntos de falla balanceada y el punto 5, se podemos deducir que el punto de flexión pura se encuentra entre ambos, fijando una frontera del eje neutro entre 5 cm y 32.353 cm , es decir, 0.03 y 0.0021 de la deformación unitaria. Para ello se realizarán 3 tanteos que nos permitan aproximarnos a la flexión pura.

1. Deformación unitaria 0.02 en la última capa de acero

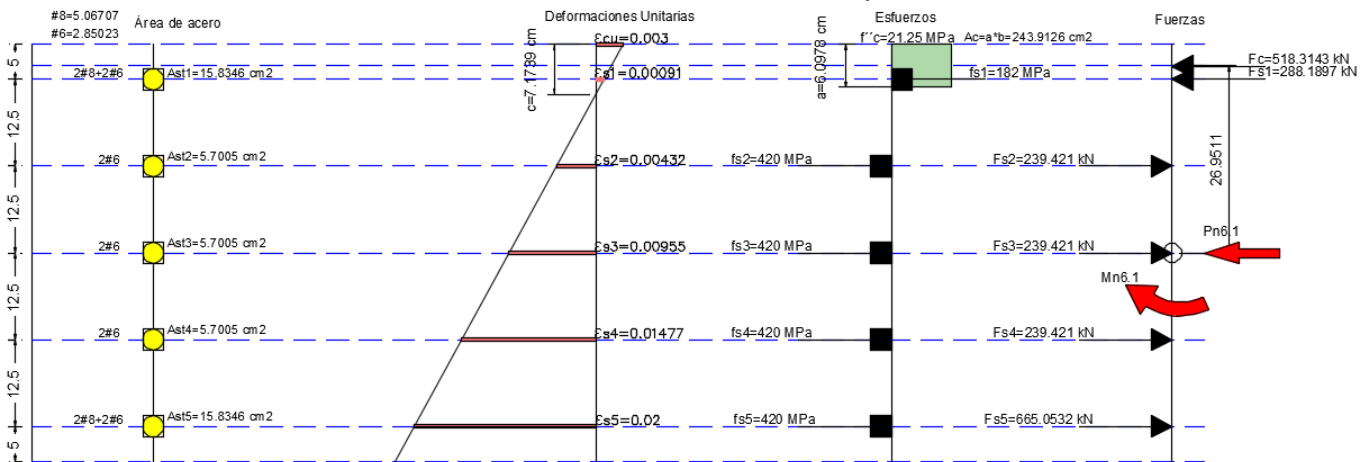


Figura 3.6 Diagrama de deformaciones, esfuerzos y fuerzas para punto 6.1

$$c = 7.1739 \text{ cm}, a = 0.85 * c = 0.85 * 7.1739 \text{ cm} = 6.0978 \text{ cm}$$

$$Ac = a * b = 6.0978 \text{ cm} * 40 \text{ cm} = 243.9126 \text{ cm}^2$$

Haciendo sumatoria de fuerzas para determinar $Pn_{6.1}$:

$$\rightarrow +\sum Fx = 0; Pn_{6.1} = -Fs1 + Fs2 + Fs3 + Fs4 + Fs5 - Fc$$

$$Pn_{6.1} = -288.1897 + 239.421 + 239.421 + 239.421 + 665.0532 - 518.3143$$

$$Pn_{6.1} = 577.93 \text{ kN}$$

Haciendo sumatoria de momentos para determinar $Mn_{6.1}$:

$$\curvearrowright + \sum Mi = Mn_{6.1};$$

$$\begin{aligned} Mn_{6.1} &= 288.1897 \text{ kN} * 25 \text{ cm} - 239.421 \text{ kN} * 12.5 \text{ cm} - 239.421 \text{ kN} * 0 \text{ cm} \\ &\quad + 239.421 \text{ kN} * 12.5 \text{ cm} + 665.0532 \text{ kN} * 25 \text{ cm} + 518.3143 \text{ kN} \\ &\quad * 26.9511 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$Mn_{6.1} = 377.93 \text{ kN} - m$$

2. Deformación unitaria 0.01 en la última capa de acero

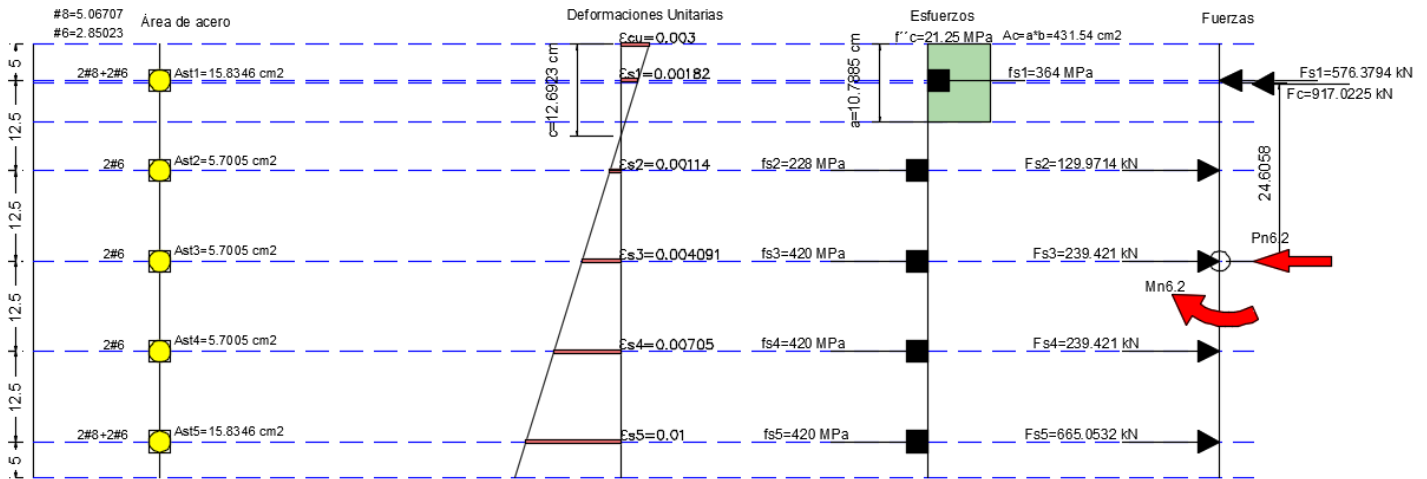


Figura 3.7 Diagrama de deformaciones, esfuerzos y fuerzas para punto 6.2

$$c = 12.6923 \text{ cm}, a = 0.85 * c = 0.85 * 12.6923 \text{ cm} = 10.7885 \text{ cm}$$

$$Ac = a * b = 10.7885 \text{ cm} * 40 \text{ cm} = 431.54 \text{ cm}^2$$

Haciendo sumatoria de fuerzas para determinar $Pn_{6.2}$:

$$\rightarrow + \sum Fx = 0; Pn_{6.2} = -Fs1 + Fs2 + Fs3 + Fs4 + Fs5 - Fc$$

$$Pn_{6.2} = -576.3794 + 129.9714 + 239.421 + 239.421 + 665.0532 - 917.0225$$

$$Pn_{6.2} = -219.38 \text{ kN}$$

Haciendo sumatoria de momentos para determinar $Mn_{6.2}$:

$$\curvearrowright + \sum Mi = Mn_{6,2};$$

$$\begin{aligned} Mn_{6,2} &= 576.3794kN * 25cm - 129.9714kN * 12.5cm - 239.421kN * 0cm \\ &+ 239.421kN * 12.5cm + 665.0532kN * 25cm + 917.0225kN \\ &* 24.6058cm \end{aligned}$$

$$Mn_{6,2} = 549.59 kN - m$$

3. Deformación unitaria 0.012 en la última capa de acero

$$c = 11cm, a = 0.85 * c = 0.85 * 11cm = 9.35 cm$$

$$Ac = a * b = 9.35 cm * 40 cm = 374 cm^2$$

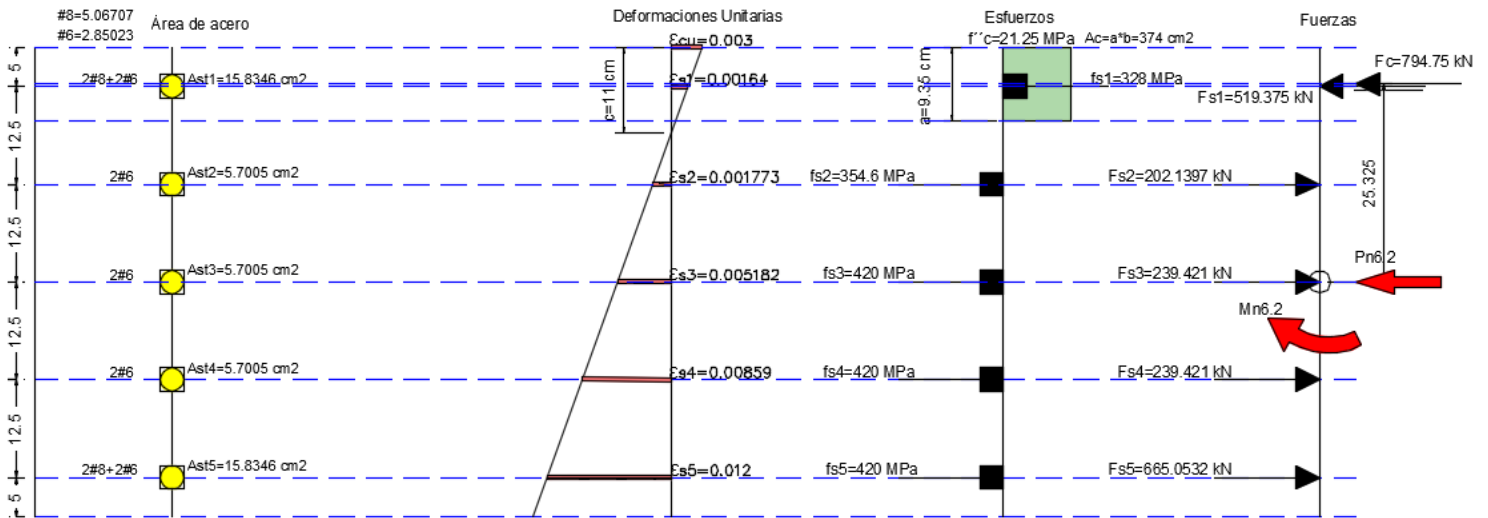


Figura 3.8 Diagrama de deformaciones, esfuerzos y fuerzas para punto 6.3

Haciendo sumatoria de fuerzas para determinar $Pn_{6,3}$:

$$\rightarrow + \sum Fx = 0; Pn_{6,3} = -Fs1 + Fs2 + Fs3 + Fs4 + Fs5 - Fc$$

$$Pn_{6,3} = -519.375 + 202.1397 + 239.421 + 239.421 + 665.0532 - 794.75$$

$$Pn_{6,3} = 33.03 kN$$

Haciendo sumatoria de momentos para determinar $Mn_{6,3}$:

$$\curvearrowright + \sum Mi = Mn_{6,3};$$

$$\begin{aligned} Mn_{6,3} &= 519.375kN * 25cm - 202.1397kN * 12.5cm - 239.421kN * 0cm \\ &+ 239.421kN * 12.5cm + 665.0532kN * 25cm + 794.75kN * 25.325 cm \end{aligned}$$

$$Mn_{6,3} = 501.75 \text{ kN} - m$$

Dado que $Pn_{6,3} = 31.9099 \text{ kN}$ es muy cercano a cero en comparación con los demás valores de Pn obtenidos, podemos utilizarlo como una aproximación de la flexión pura.

➤ Punto 7 (Zona de transición)

1. Deformación unitaria 0.005

$$c = 20.625 \text{ cm}, a = 0.85 * c = 0.85 * 20.625 \text{ cm} = 17.5313 \text{ cm}$$

$$Ac = a * b = 17.5313 \text{ cm} * 40 \text{ cm} = 701.252 \text{ cm}^2$$

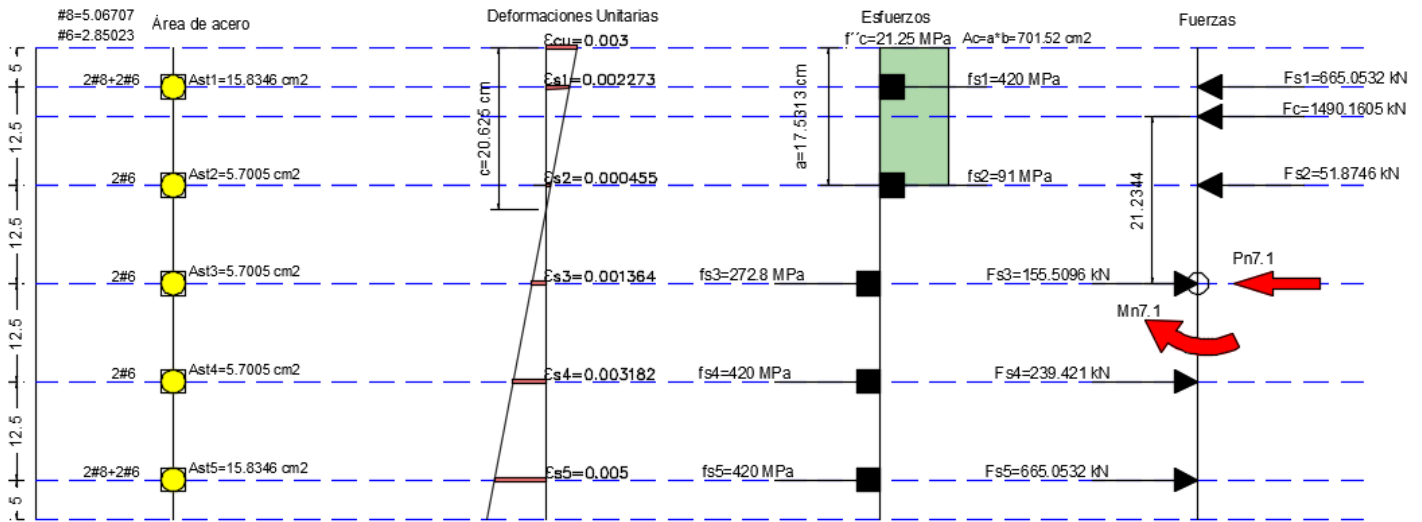


Figura 3.9 Diagrama de deformaciones, esfuerzos y fuerzas para punto 7.1

Haciendo sumatoria de fuerzas para determinar $Pn_{7,1}$:

$$\rightarrow +\sum Fx = 0; Pn_{7,1} = -Fs1 - Fs2 + Fs3 + Fs4 + Fs5 - Fc$$

$$Pn_{7,1} = -665.0532 - 51.8746 + 155.5096 + 239.421 + 665.0532 - 1490.1605$$

$$Pn_{7,1} = -1147.09 \text{ kN}$$

Haciendo sumatoria de momentos para determinar $Mn_{7,1}$:

$$\curvearrowright +\sum Mi = Mn_{7,1};$$

$$Mn_{7,1} = 665.0532kN * 25cm + 51.8746kN * 12.5cm - 155.5096kN * 0cm + 239.421kN * 12.5cm + 665.0532kN * 25cm + 1490.1605kN * 21.2344 cm$$

$$Mn_{7,1} = 685.36 kN - m$$

2. Deformación unitaria 0.004

$$c = 23.57143cm, a = 0.85 * c = 0.85 * 23.57143cm = 20.0357 cm$$

$$Ac = a * b = 20.0357 cm * 40 cm = 801.428 cm^2$$

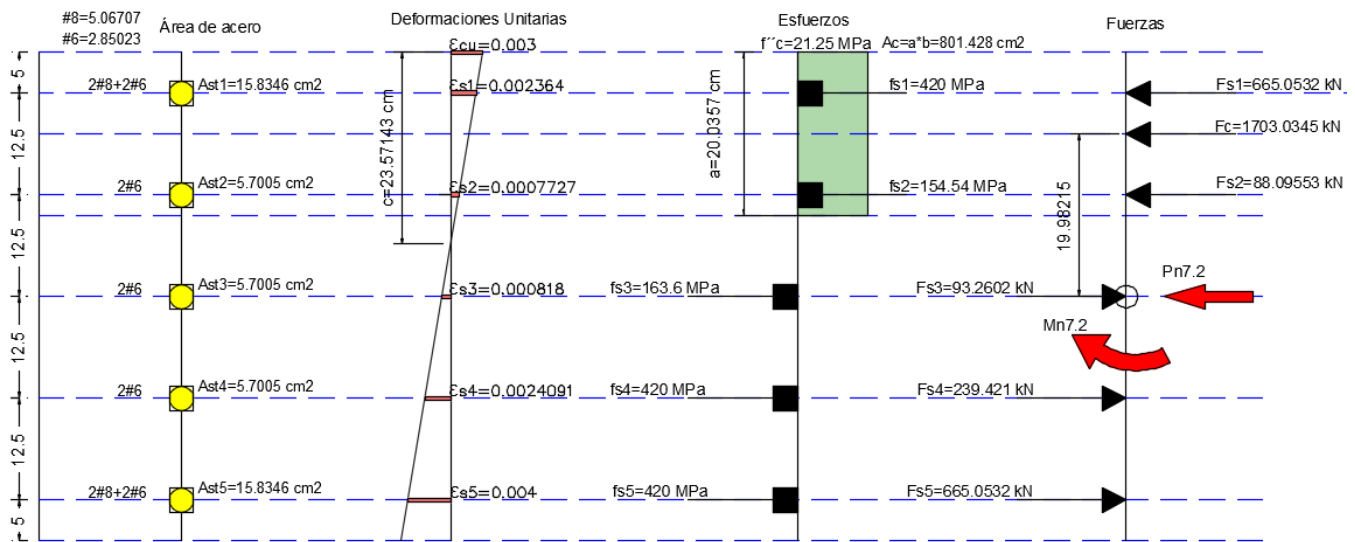


Figura 3.10 Diagrama de deformaciones, esfuerzos y fuerzas para punto 7.2

Haciendo sumatoria de fuerzas para determinar $Pn_{7,2}$:

$$\rightarrow +\sum Fx = 0; Pn_{7,2} = -Fs1 - Fs2 + Fs3 + Fs4 + Fs5 - Fc$$

$$Pn_{7,2} = -665.0532 - 88.09553 + 93.2602 + 239.421 + 665.0532 - 1703.0345$$

$$Pn_{7,2} = -1458.43 kN$$

Haciendo sumatoria de momentos para determinar $Mn_{7,2}$:

$$\curvearrowright +\sum Mi = Mn_{7,2};$$

$$Mn_{7,2} = 665.0532kN * 25cm + 88.0953kN * 12.5cm - 93.2602kN * 0cm$$

$$+ 239.421kN * 12.5cm + 665.0532kN * 25cm + 1703.0345kN$$

$$* 19.98215 cm$$

$$Mn_{7,2} = 713.77 kN - m$$

3. Deformación unitaria 0.003

$$c = 27.5cm, a = 0.85 * c = 0.85 * 27.5cm = 23.375 cm$$

$$Ac = a * b = 23.375 cm * 40 cm = 935 cm^2$$

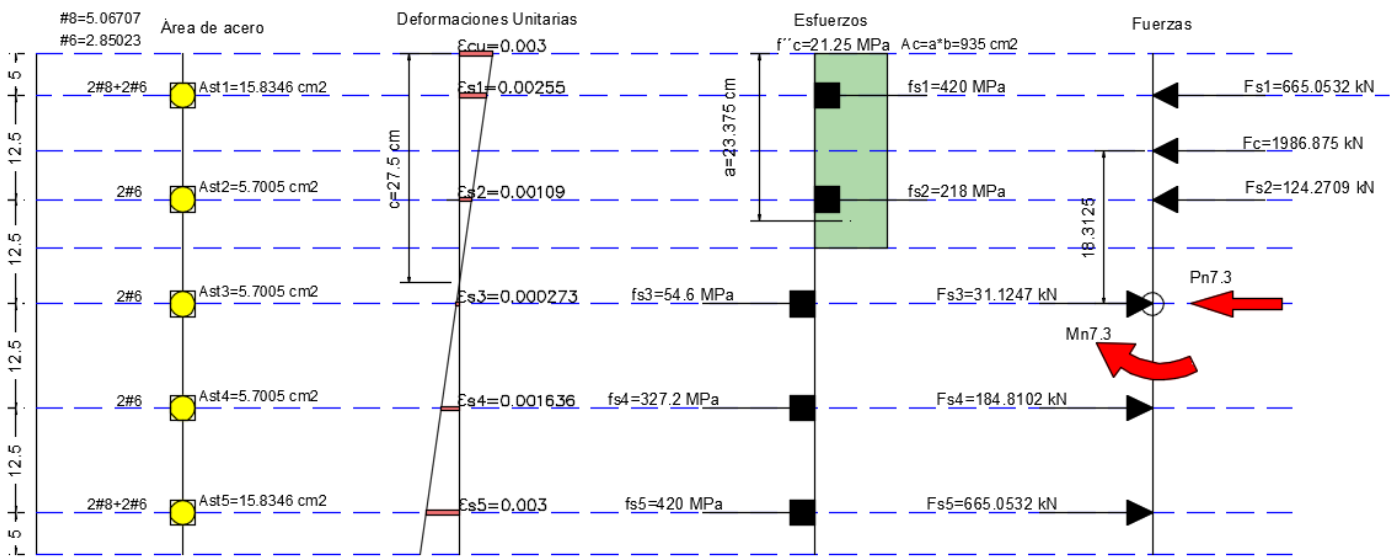


Figura 3.11 Diagrama de deformaciones, esfuerzos y fuerzas para punto 7.3

Haciendo sumatoria de fuerzas para determinar $Pn_{7,3}$:

$$\rightarrow +\sum Fx = 0; Pn_{7,2} = -Fs1 - Fs2 + Fs3 + Fs4 + Fs5 - Fc$$

$$Pn_{7,3} = -665.0532 - 124.2709 + 31.1247 + 184.8102 + 665.0532 - 1986.875$$

$$Pn_{7,3} = -1893.59 kN$$

Haciendo sumatoria de momentos para determinar $Mn_{7,3}$:

$$\curvearrowright +\sum Mi = Mn_{7,3};$$

$$Mn_{7.3} = 665.0532kN * 25cm + 124.2709kN * 12.5cm - 31.1247kN * 0cm$$

$$+ 184.8102kN * 12.5cm + 665.0532kN * 25cm + 1986.875kN$$

$$* 18.3125 cm$$

$$Mn_{7.3} = 735.24 kN - m$$

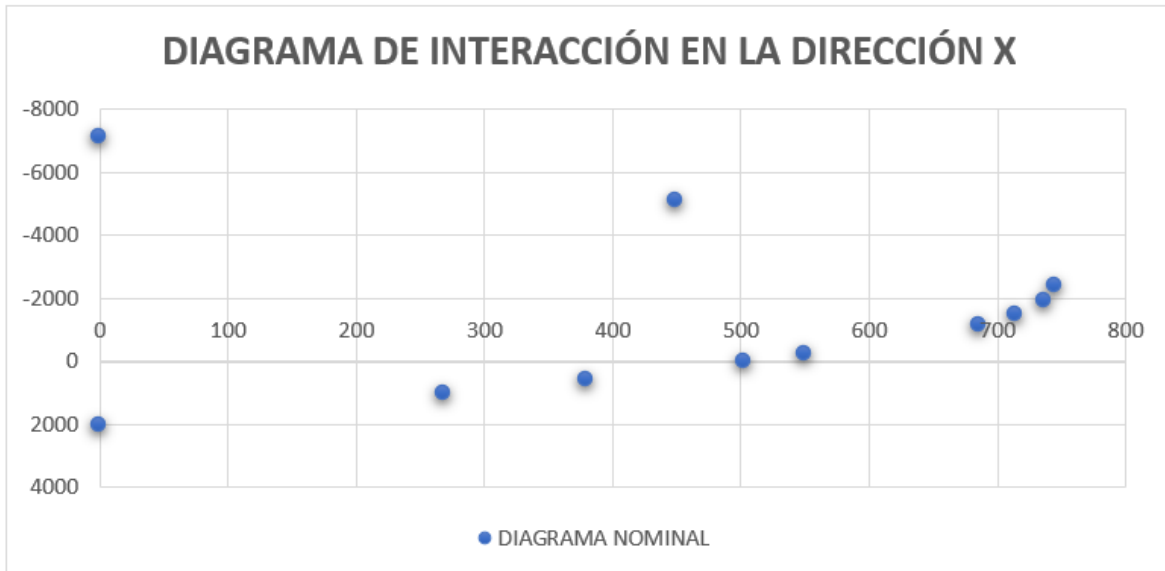


Figura 3.12 Diagrama de interacción nominal de columna rectangular en dirección del eje x.

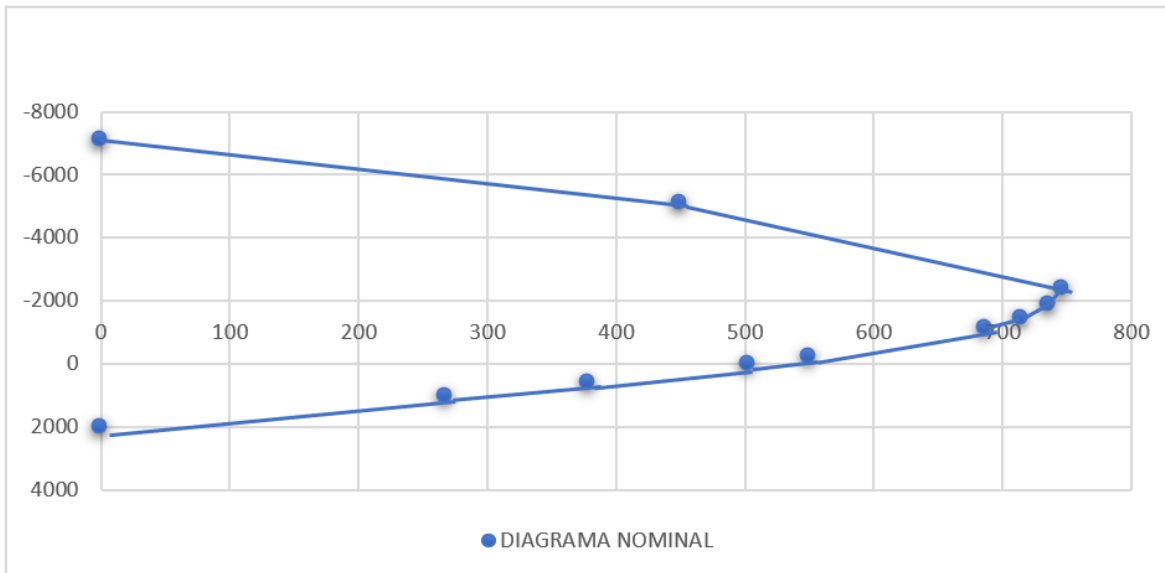


Figura 3.13 Diagrama de interacción nominal de columna rectangular en dirección del eje x con línea de proyección.

Por medio del código del ACI-318-19 el cual contiene una tabla con los siguientes factores de reducción, así mismo los valores no contemplados se podrán

Net tensile strain ϵ_t	Classification	ϕ			
		Type of transverse reinforcement			
		Spirals conforming to 25.7.3		Other	
$\epsilon_t \leq \epsilon_{ty}$	Compression-controlled	0.75	(a)	0.65	(b)
$\epsilon_{ty} < \epsilon_t < \epsilon_{ty} + 0.003$	Transition ^[1]	$0.75 + 0.15 \frac{(\epsilon_t - \epsilon_{ty})}{(0.003)}$	(c)	$0.65 + 0.25 \frac{(\epsilon_t - \epsilon_{ty})}{(0.003)}$	(d)
$\epsilon_t \geq \epsilon_{ty} + 0.003$	Tension-controlled	0.90	(e)	0.90	(f)

^[1]For sections classified as transition, it shall be permitted to use ϕ corresponding to compression-controlled sections.

Tabla 3.1 Factores de reducción de resistencia ACI-318-19. (ACI, 2019)

Como es una columna rectangular nos colocamos en la columna "Other" en la cual el factor de reducción fuera de la zona de transición se aplicará directamente al valor nominal, en el caso de sección controlada por compresión $\phi = 0.65$, esto debido a que su falla es frágil, y $\phi = 0.9$ para el caso de sección controlada por tensión, dado que es una falla dúctil.

A continuación, se aplicarán los factores de reducción de acuerdo con la deformación unitaria determinando así las resistencias de diseño en dirección x de la columna rectangular.

- Punto 1 (Compresión pura)

$$Pn_1 = -7148.36 \text{ kN}$$

Debido que el valor de "c" tiende a ser infinito por consiguiente mayor que el peralte efectivo "c", todo para lograr el bloque de 0.003 de concreto en toda la sección, generando que la deformación unitaria sea negativa, lo que hace que se tome el valor de $\phi = 0.65$, así como también como lo marca el reglamento, se afectará por 0.8 por encontrarse en la zona de compresión.

$$0.8\phi Pn_1 = -3717.15 \text{ kN}$$

- Punto 2 (Tensión Pura)

$$Pn_2 = 2048.36 \text{ kN}$$

Debido que el valor de “c” tiende a ser cero por consiguiente la deformación unitaria tiende a ser infinita, mayor que $\varepsilon_{ty} + 0.003 = 0.0051$, por lo que tomamos el factor de reducción de $\phi = 0.9$.

$$\phi Pn_2 = 1843.53 \text{ kN}$$

- Punto 3 (Falla balanceada)

$$Pn_3 = -2412.12 \text{ kN}$$

$$Mn_3 = 745.41 \text{ kN} - m$$

Aquí la deformación unitaria es de $\varepsilon_t = 0.0021$, conforme a la tabla el factor de reducción que se aplicará será de $\phi = 0.65$.

$$\phi Pn_3 = -1567.88 \text{ kN}$$

$$\phi Mn_3 = 484.51 \text{ kN} - m$$

- Punto 4 (c = d)

$$Pn_4 = -5105.2 \text{ kN}$$

$$Mn_4 = 448.96 \text{ kN} - m$$

Como $\varepsilon_t = \frac{d-c}{c} \varepsilon_{cu}$, entonces la deformación unitaria en este caso es igual con cero, que es menor que 0.021, por lo que el factor de reducción que se aplicará será de $\phi = 0.65$.

$$\phi Pn_4 = -3318.38 \text{ kN}$$

$$\phi Mn_4 = 291.82 \text{ kN} - m$$

- Punto 5 (c = r)

$$Pn_5 = 1022.06 \text{ kN}$$

$$Mn_5 = 266.96 \text{ kN} - m$$

Calculando la deformación unitaria:

$$\varepsilon_t = \frac{d - c}{c} \varepsilon_{cu} = \frac{55 - 5}{5} 0.003 = 0.03 > \varepsilon_{ty} + 0.003 = 0.0051$$

Por lo que tomamos el factor de reducción de $\phi = 0.9$.

$$\phi Pn_5 = 919.86 \text{ kN}$$

$$\phi Mn_5 = 240.27 \text{ kN} - m$$

- Punto 6 (Flexión Pura)
 1. Punto 6.1 ($\varepsilon_t = 0.02$)

$$Pn_{6.1} = 577.09 \text{ kN}$$

$$Mn_{6.1} = 377.93 \text{ kN} - m$$

$$0.02 > \varepsilon_{ty} + 0.003 = 0.0051$$

Por lo que tomamos el factor de reducción de $\phi = 0.9$.

$$\phi Pn_{6.1} = 519.38 \text{ kN}$$

$$\phi Mn_{6.1} = 340.14 \text{ kN} - m$$

2. Punto 6.2 ($\varepsilon_t = 0.01$)

$$Pn_{6.2} = -219.38 \text{ kN}$$

$$Mn_{6.2} = 549.59 \text{ kN} - m$$

$$0.01 > \varepsilon_{ty} + 0.003 = 0.0051$$

Por lo que tomamos el factor de reducción de $\phi = 0.9$.

$$\phi Pn_{6.2} = -197.44 \text{ kN}$$

$$\phi Mn_{6.2} = 494.63 \text{ kN} - m$$

3. Punto 6.3 ($\varepsilon_t = 0.012$)

$$Pn_{6.3} = 33.03 \text{ kN}$$

$$Mn_{6.3} = 501.75 \text{ kN} - m$$

$$0.012 > \varepsilon_{ty} + 0.003 = 0.0051$$

Por lo que tomamos el factor de reducción de $\phi = 0.9$.

$$\phi Pn_{6.3} = 29.72 \text{ kN}$$

$$\phi Mn_{6.3} = 451.58 \text{ kN} - m$$

- Punto 7 (Zona de Transición)
 4. Punto 7.1 ($\varepsilon_t = 0.005$)

$$Pn_{7.1} = -1147.09 \text{ kN}$$

$$Mn_{7.1} = 685.36 \text{ kN} - m$$

$0.0021 < 0.005 < \varepsilon_{ty} + 0.003 = 0.0051$ cae en la región de transición por lo que calculando el factor de reducción ϕ :

$$\phi = 0.65 + 0.25 \left[\frac{\varepsilon_t - \varepsilon_{ty}}{0.003} \right]$$

Siendo ε_t la deformación unitaria de la última capa de acero, y ε_{ty} la deformación unitaria a la fluencia del acero.

$$\phi = 0.65 + 0.25 \left[\frac{\varepsilon_t - \varepsilon_{ty}}{0.003} \right] = 0.65 + 0.25 \left[\frac{0.005 - 0.0021}{0.003} \right] = 0.8917$$

$$\phi Pn_{7.1} = -1022.82 \text{ kN}$$

$$\phi Mn_{7.1} = 611.11 \text{ kN} - m$$

5. Punto 7.2 ($\varepsilon_t = 0.004$)

$$Pn_{7.2} = -1458.43 \text{ kN}$$

$$Mn_{7.2} = 713.77 \text{ kN} - m$$

$0.0021 < 0.004 < \varepsilon_{ty} + 0.003 = 0.0051$ cae en la región de transición por lo que calculando el factor de reducción ϕ :

$$\phi = 0.65 + 0.25 \left[\frac{\varepsilon_t - \varepsilon_{ty}}{0.003} \right] = 0.65 + 0.25 \left[\frac{0.004 - 0.0021}{0.003} \right] = 0.808$$

$$\phi Pn_{7.2} = -1178.90 \text{ kN}$$

$$\phi Mn_{7.2} = 576.96 \text{ kN} - m$$

6. Punto 7.3 ($\varepsilon_t = 0.003$)

$$Pn_{7.3} = -1893.59 \text{ kN}$$

$$Mn_{7.3} = 735.24 \text{ kN} - m$$

$0.0021 < 0.003 < \varepsilon_{ty} + 0.003 = 0.0051$ cae en la región de transición por lo que calculando el factor de reducción ϕ :

$$\phi = 0.65 + 0.25 \left[\frac{\varepsilon_t - \varepsilon_{ty}}{0.003} \right] = 0.65 + 0.25 \left[\frac{0.003 - 0.0021}{0.003} \right] = 0.725$$

$$\phi Pn_{7.3} = -1372.86 \text{ kN}$$

$$\phi Mn_{7.3} = 533.05 \text{ kN} - m$$

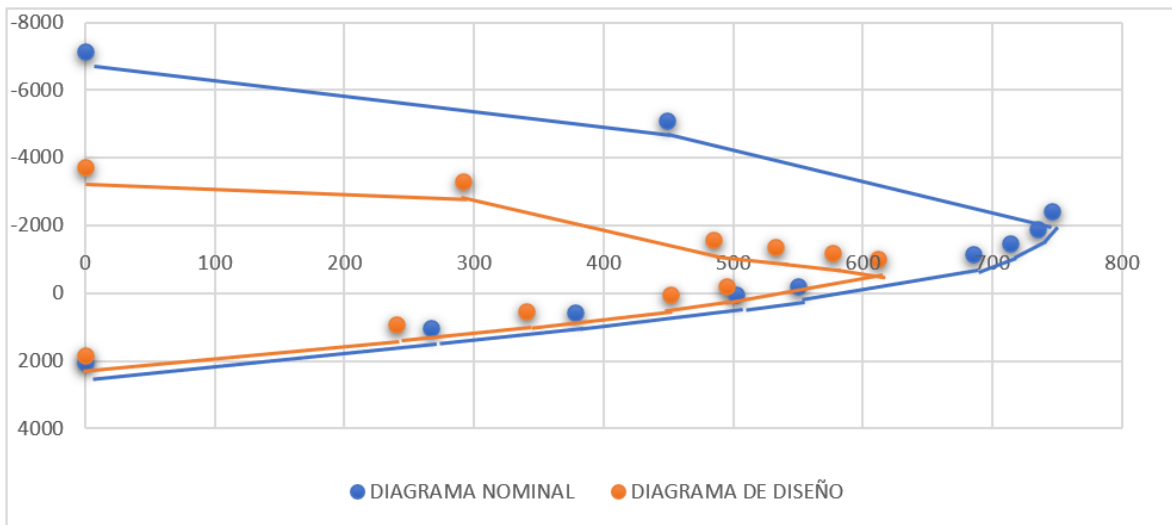


Figura 3.14 Diagrama de interacción nominal y de diseño de la columna rectangular en dirección del eje x con línea de proyección.

3.5 Desarrollo de cálculo para columna circular.

Graficar el diagrama de interacción alrededor del eje x de la siguiente columna.

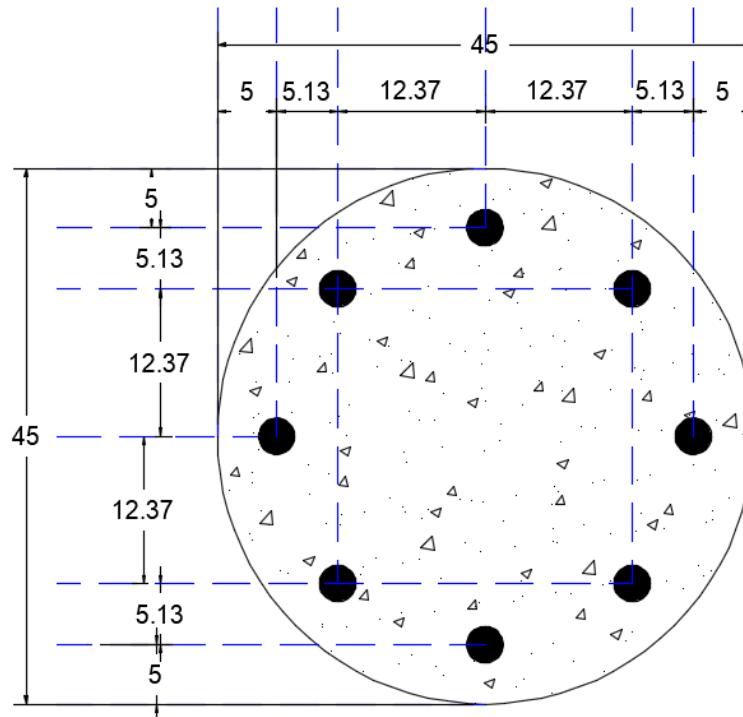


Figura 3.15. Designación de armados y esquema de la columna circular

Datos:

$$f'c = 25 \text{ MPa} \quad Ag = \pi r^2 = \pi(0.225\text{m})^2 = 0.15904\text{m}^2$$

$$fy = 420 \text{ MPa}$$

$$Es = 200\,000 \text{ MPa}$$

8 varillas #8

$$Ast = 40.5366 \text{ cm}^2 = 0.004054 \text{ m}^2$$

➤ Primer Punto (Compresión pura)

El punto de compresión pura se obtiene mediante la siguiente ecuación:

$$Pn_1 = -[f''c * Ag + fy * Ast]$$

$$f''c = 0.85 * 25 \text{ MPa} = 21.25 \text{ MPa}$$

$$Pn_1 = -[f''c * Ag + fy * Ast]$$

$$Pn_1 = -[21.25 \text{ MPa} * 0.15904\text{m}^2 + 420 \text{ MPa} * 0.004054 \text{ m}^2]$$

$$Pn_1 = -5.08220 \text{ MN} = -5082.20 \text{ kN} \quad Mn_1 = 0$$

➤ Punto 2 (Tensión Pura)

$$Pn_2 = fy * Ast$$

$$Pn_2 = 420 \text{ MPa} * 0.004054 \text{ m}^2 = 1.70254 \text{ MN}$$

$$Pn_2 = 1702.54 \text{ kN} \quad Mn_2 = 0$$

➤ Punto 3 (Falla balanceada)

$$c = \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_y} \right) * d = \left(\frac{0.003}{0.003 + 0.0021} \right) * 40 \text{ cm} = 23.529 \text{ cm}$$

$$a = 0.85 * c = 0.85 * 23.529 \text{ cm} = 20 \text{ cm}$$

Cálculo del área y el centroide del concreto a compresión:

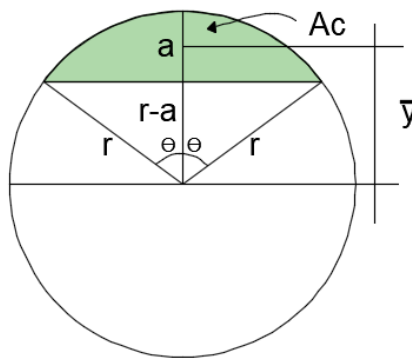


Figura 3.16 Área y centroide de segmento de círculo.

$$\theta = \arccos\left(\frac{r-a}{r}\right) = \arccos\left(\frac{\frac{45}{2} - 20}{\frac{45}{2}}\right) = 1.45946$$

$$Ac = \frac{1}{2} * (2\theta - \text{sen}(2\theta)) * r^2 = \frac{1}{2} * (2 * 1.45946 - \text{sen}(2 * 1.45946)) * \left(\frac{45}{2}\right)^2$$

$$Ac = 682.95224 \text{ cm}^2$$

$$\bar{y} = \frac{4r(\text{sen}(\theta))^3}{3(2\theta - \text{sen}(2\theta))} = \frac{4 * \frac{45}{2} * (\text{sen}(1.45946))^3}{3(2 * 1.45946 - \text{sen}(2 * 1.45946))} = 10.914 \text{ cm}$$

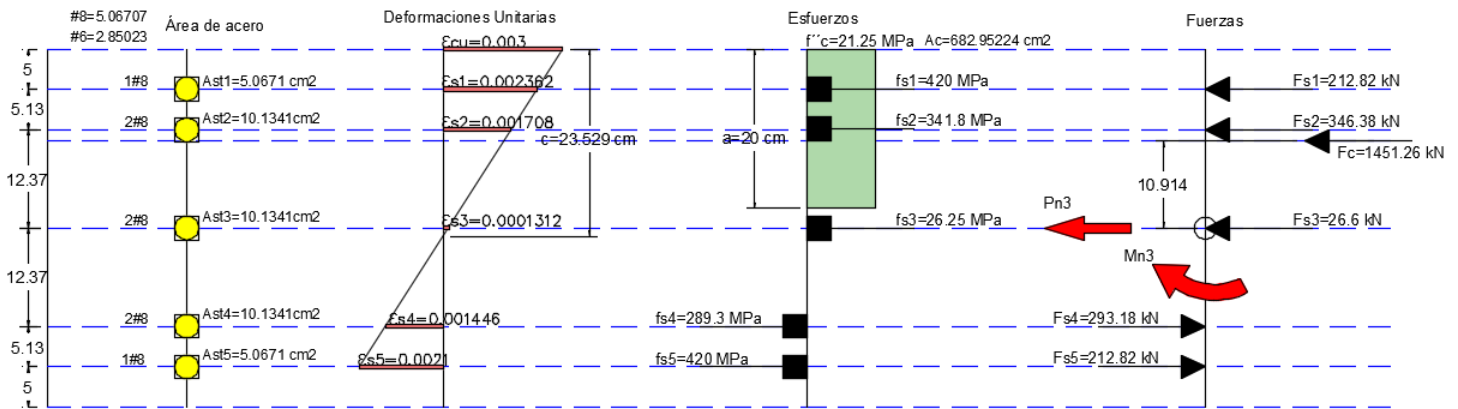


Figura 3.17 Diagrama de deformaciones, esfuerzos y fuerzas para punto 3

Haciendo sumatoria de fuerzas para determinar Pn_3 :

$$\rightarrow +\sum Fx = 0; Pn_3 = -Fs1 - Fs2 - Fs3 + Fs4 + Fs5 - Fc$$

$$Pn_3 = -212.82 - 346.38 - 26.6 + 293.18 + 212.82 - 1451.26$$

$$Pn_3 = -1531.07 \text{ kN}$$

Haciendo sumatoria de momentos para determinar Mn_3 :

$$\curvearrowright +\sum Mi = Mn_3;$$

$$Mn_3 = 212.82 \text{ kN} * 17.5 \text{ cm} + 346.38 \text{ kN} * 12.37 \text{ cm} + 26.6 \text{ kN} * 0 + 293.18 \text{ kN} * 12.37 \text{ cm} + 212.82 \text{ kN} * 17.5 \text{ cm} + 1451.26 \text{ kN} * 10.914 \text{ cm}$$

$$Mn_3 = 312.02 \text{ kN} - m$$

➤ Punto 4 (c = d)

$$c = d = 40 \text{ cm}, a = 0.85 * c = 0.85 * 40 \text{ cm} = 34 \text{ cm}$$

$$\theta = \arccos\left(\frac{r - a}{r}\right) = \arccos\left(\frac{\frac{45}{2} - 34}{\frac{45}{2}}\right) = 2.10727$$

$$Ac = \frac{1}{2} * (2\theta - \text{sen}(2\theta)) * r^2 = \frac{1}{2} * (2 * 2.10727 - \text{sen}(2 * 2.10727)) * \left(\frac{45}{2}\right)^2$$

$$Ac = 1289.21 \text{ cm}^2$$

$$\bar{y} = \frac{4r(\text{sen}(\theta))^3}{3(2\theta - \text{sen}(2\theta))} = \frac{4 * \frac{45}{2} * (\text{sen}(2.10727))^3}{3(2 * 2.10727 - \text{sen}(2 * 2.10727))} = 3.74 \text{ cm}$$

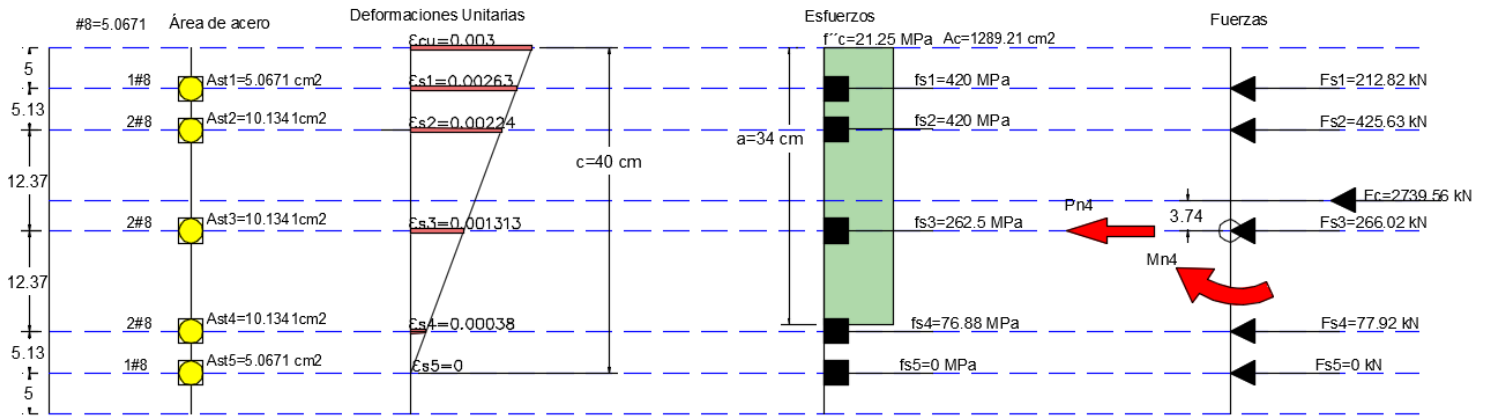


Figura 3.18 Diagrama de deformaciones, esfuerzos y fuerzas para punto 4

Haciendo sumatoria de fuerzas para determinar Pn_4 :

$$\rightarrow +\sum Fx = 0; Pn_4 = -Fs1 - Fs2 - Fs3 - Fs4 - Fs5 - Fc$$

$$Pn_4 = -212.82 - 425.63 - 266.02 + 77.92 + 0 - 2739.56$$

$$Pn_4 = -3721.95 \text{ kN}$$

Haciendo sumatoria de momentos para determinar Mn_4 :

$$\curvearrowright +\sum Mi = Mn_4;$$

$$Mn_4 = 212.82 \text{ kN} * 17.5 \text{ cm} + 425.63 \text{ kN} * 12.37 \text{ cm} + 266.02 \text{ kN} * 0 - 77.92 \text{ kN} * 12.37 \text{ cm} - 0 \text{ kN} * 17.5 \text{ cm} + 2739.56 \text{ kN} * 3.74 \text{ cm}$$

$$Mn_4 = 182.74 \text{ kN} - m$$

➤ punto 5 (c = r)

$$c = r = 5 \text{ cm}, a = 0.85 * c = 0.85 * 5 \text{ cm} = 4.25 \text{ cm}$$

$$\theta = \arccos\left(\frac{r-a}{r}\right) = \arccos\left(\frac{\frac{45}{2} - 4.25}{\frac{45}{2}}\right) = 0.62475$$

$$Ac = \frac{1}{2} * (2\theta - \text{sen}(2\theta)) * r^2 = \frac{1}{2} * (2 * 0.62475 - \text{sen}(2 * 0.62475)) * \left(\frac{45}{2}\right)^2$$

$$Ac = 76.107 \text{ cm}^2$$

$$\bar{y} = \frac{4r(\text{sen}(\theta))^3}{3(2\theta - \text{sen}(2\theta))} = \frac{4 * \frac{45}{2} * (\text{sen}(0.62475))^3}{3(2 * 0.62475 - \text{sen}(2 * 0.62475))} = 19.965 \text{ cm}$$

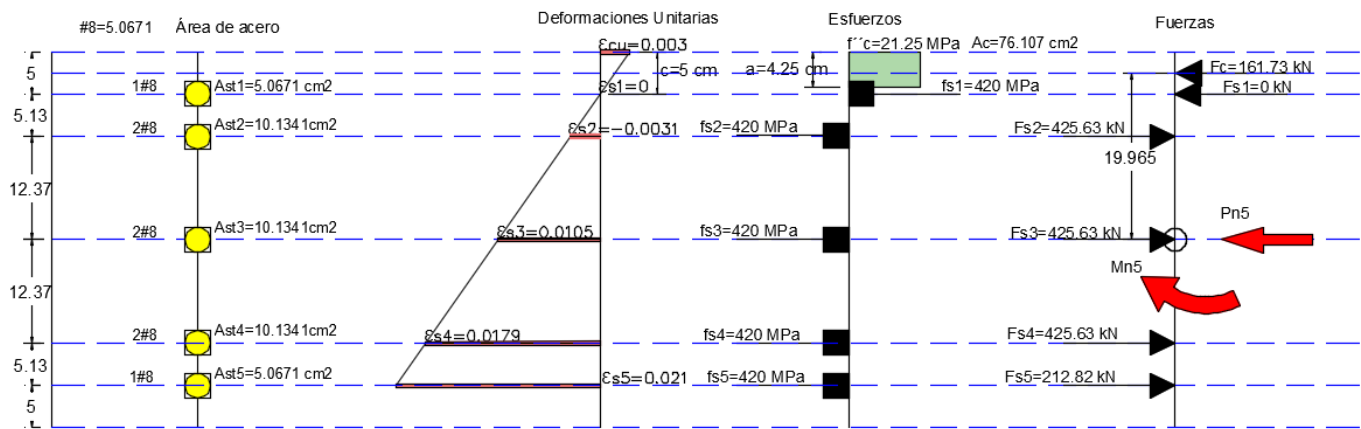


Figura 3.19 Diagrama de deformaciones, esfuerzos y fuerzas para punto 5

Haciendo sumatoria de fuerzas para determinar Pn_5 :

$$\rightarrow +\sum Fx = 0; Pn_5 = -Fs1 + Fs2 + Fs3 + Fs4 + Fs5 - Fc$$

$$Pn_5 = -0 + 425.63 + 425.63 + 425.63 + 212.82 - 161.73$$

$$Pn_5 = 1327.99 \text{ kN}$$

Haciendo sumatoria de momentos para determinar Mn_5 :

$$\curvearrowright +\sum Mi = Mn_5;$$

$$Mn_5 = 0 \text{ kN} * 17.5 \text{ cm} - 425.63 \text{ kN} * 12.37 \text{ cm} - 425.63 \text{ kN} * 0 + 425.63 \text{ N} * 12.37 \text{ cm} \\ + 212.82 \text{ kN} * 17.5 \text{ cm} + 161.73 \text{ kN} * 19.865 \text{ cm}$$

$$Mn_5 = 69.53 \text{ kN} - m$$

➤ Punto 6 (Flexión pura)

$$1. \ c = 18 \text{ cm} (\varepsilon_t = 0.00367)$$

$$a = 0.85 * c = 0.85 * 18 \text{ cm} = 15.3 \text{ cm}$$

$$\theta = \arccos\left(\frac{r-a}{r}\right) = \arccos\left(\frac{\frac{45}{2} - 15.3}{\frac{45}{2}}\right) = 1.24507$$

$$Ac = \frac{1}{2} * (2\theta - \text{sen}(2\theta)) * r^2 = \frac{1}{2} * (2 * 1.24507 - \text{sen}(2 * 1.24507)) * \left(\frac{45}{2}\right)^2$$

$$Ac = 476.8334 \text{ cm}^2$$

$$\bar{y} = \frac{4r(\text{sen}(\theta))^3}{3(2\theta - \text{sen}(2\theta))} = \frac{4 * \frac{45}{2} * (\text{sen}(1.24507))^3}{3(2 * 1.24507 - \text{sen}(2 * 1.24507))} = 13.543 \text{ cm}$$

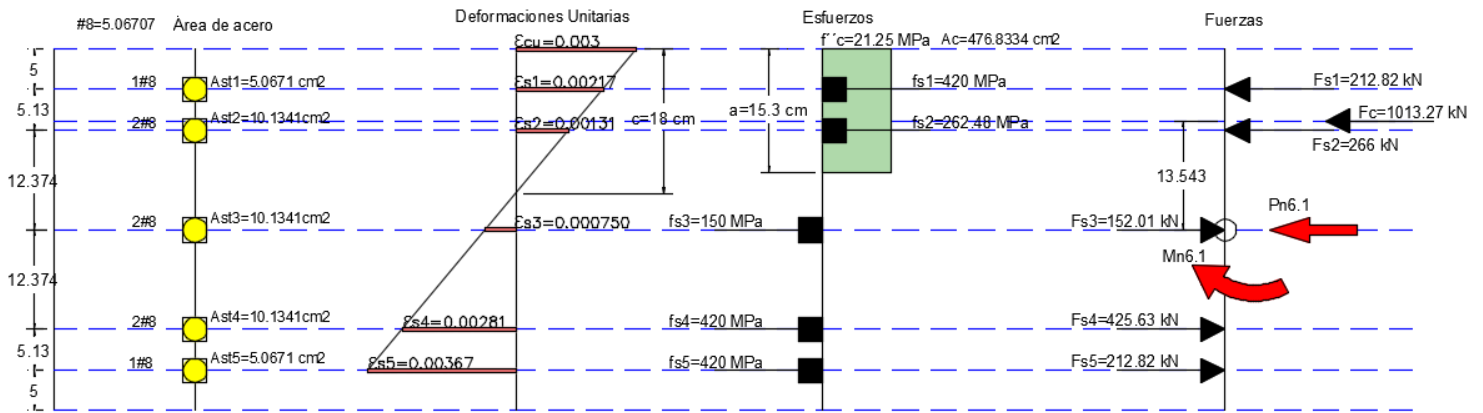


Figura 3.20 Diagrama de deformaciones, esfuerzos y fuerzas para punto 6.1

Haciendo sumatoria de fuerzas para determinar $Pn_{6.1}$:

$$\rightarrow +\sum Fx = 0; Pn_{6.1} = -Fs1 - Fs2 + Fs3 + Fs4 + Fs5 - Fc$$

$$Pn_{6.1} = -12.82 + 266 + 52.01 + 425.63 + 212.82 - 1013.27$$

$$Pn_{6.1} = -700.38 \text{ kN}$$

Haciendo sumatoria de momentos para determinar $Mn_{6.1}$:

$$\curvearrowright +\sum Mi = Mn_{6.1};$$

$$Mn_{6.1} = 212.82 \text{ kN} * 17.5 \text{ cm} + 266 \text{ kN} * 12.37 \text{ cm} + 152.01 \text{ kN} * 0 + 425.63 \text{ N} * 12.37 \text{ cm} + 212.82 \text{ kN} * 17.5 \text{ cm} + 1013.27 \text{ kN} * 13.543 \text{ cm}$$

$$Mn_{6.1} = 297.23 \text{ kN} - m$$

$$2. \quad c = 10 \text{ cm} (\epsilon_t = 0.009)$$

$$a = 0.85 * c = 0.85 * 10 \text{ cm} = 8.5 \text{ cm}$$

$$\theta = \arccos\left(\frac{r-a}{r}\right) = \arccos\left(\frac{\frac{45}{2} - 8.5}{\frac{45}{2}}\right) = 0.89922$$

$$Ac = \frac{1}{2} * (2\theta - \text{sen}(2\theta)) * r^2 = \frac{1}{2} * (2 * 0.89922 - \text{sen}(2 * 0.89922)) * \left(\frac{45}{2}\right)^2$$

$$Ac = 208.6344 \text{ cm}^2$$

$$\bar{y} = \frac{4r(\text{sen}(\theta))^3}{3(2\theta - \text{sen}(2\theta))} = \frac{4 * \frac{45}{2} * (\text{sen}(0.89922))^3}{3(2 * 0.89922 - \text{sen}(2 * 0.89922))} = 17.462 \text{ cm}$$

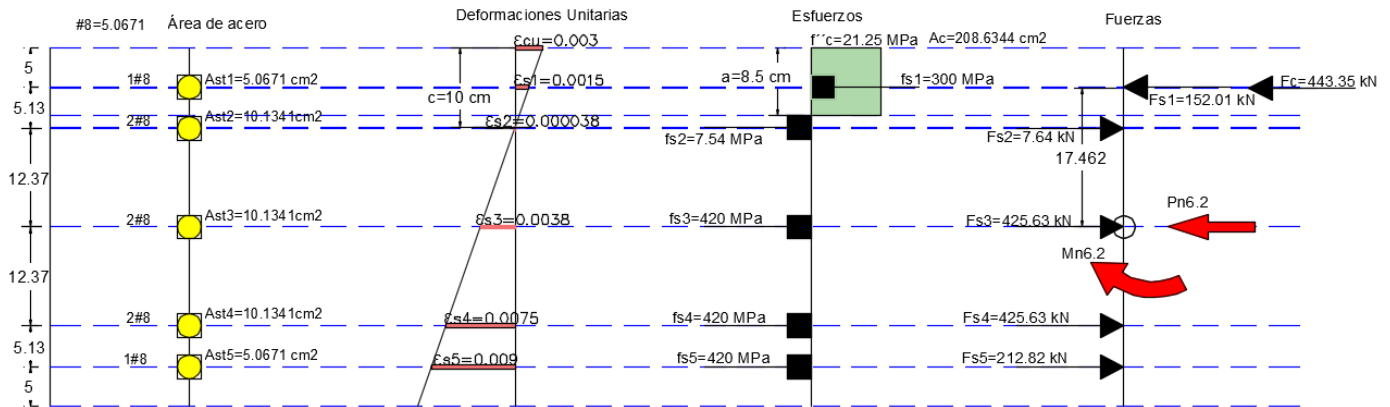


Figura 3.21 Diagrama de deformaciones, esfuerzos y fuerzas para punto 6.2

Haciendo sumatoria de fuerzas para determinar $Pn_{6.2}$:

$$\rightarrow +\sum Fx = 0; Pn_{6.2} = -Fs1 + Fs2 + Fs3 + Fs4 + Fs5 - Fc$$

$$Pn_{6.2} = -152.01 + 7.64 + 425.63 + 425.63 + 212.82 - 443.35$$

$$Pn_{6.2} = 476.36 \text{ kN}$$

Haciendo sumatoria de momentos para determinar $Mn_{6.2}$:

$$\curvearrowright +\sum Mi = Mn_{6.2};$$

$$Mn_{6.2} = 152.01 \text{ kN} * 17.5 \text{ cm} + 7.64 \text{ kN} * 12.37 \text{ cm} + 425.63 \text{ kN} * 0 + 425.63 \text{ N} * 12.37 \text{ cm} + 212.82 \text{ kN} * 17.5 \text{ cm} + 443.35 \text{ kN} * 17.462 \text{ cm}$$

$$Mn_{6.2} = 192.99 \text{ kN} - \text{m}$$

$$3. \quad c = 13 \text{ cm} (\varepsilon_t = 0.0062)$$

$$a = 0.85 * c = 0.85 * 13 \text{ cm} = 11.05 \text{ cm}$$

$$\theta = \arccos\left(\frac{r-a}{r}\right) = \arccos\left(\frac{\frac{45}{2} - 11.05}{\frac{45}{2}}\right) = 1.036903$$

$$Ac = \frac{1}{2} * (2\theta - \text{sen}(2\theta)) * r^2 = \frac{1}{2} * (2 * 1.036903 - \text{sen}(2 * 1.036903)) * \left(\frac{45}{2}\right)^2$$

$$Ac = 303.1601 \text{ cm}^2$$

$$\bar{y} = \frac{4r(\text{sen}(\theta))^3}{3(2\theta - \text{sen}(2\theta))} = \frac{4 * \frac{45}{2} * (\text{sen}(1.036903))^3}{3(2 * 1.036903 - \text{sen}(2 * 1.036903))} = 15.979 \text{ cm}$$

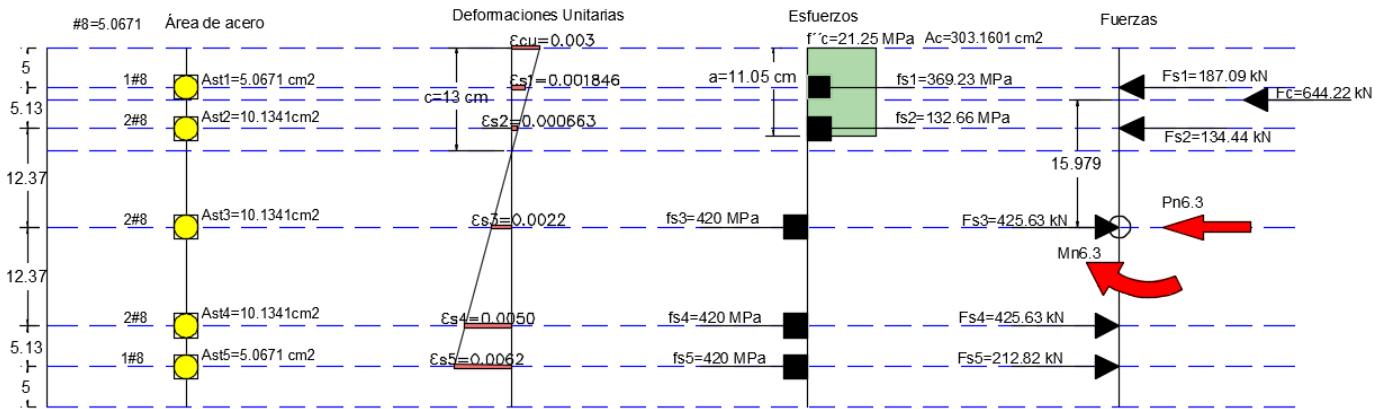


Figura 3.22 Diagrama de deformaciones, esfuerzos y fuerzas para punto 6.3

Haciendo sumatoria de fuerzas para determinar $Pn_{6.3}$:

$$\rightarrow +\sum Fx = 0; Pn_{6.2} = -Fs1 - Fs2 + Fs3 + Fs4 + Fs5 - Fc$$

$$Pn_{6.3} = -187.09 - 134.44 + 425.63 + 425.63 + 212.82 - 644.22$$

$$Pn_{6.3} = 93.32 \text{ kN}$$

Haciendo sumatoria de momentos para determinar $Mn_{6.3}$:

$$\curvearrowright +\sum Mi = Mn_{6.3};$$

$$Mn_{6.3} = 187.09 \text{ kN} * 17.5 \text{ cm} + 134.44 \text{ kN} * 12.37 \text{ cm} + 425.63 \text{ kN} * 0 + 425.63 \text{ N} * 12.37 \text{ cm} + 212.82 \text{ kN} * 17.5 \text{ cm} + 644.22 \text{ kN} * 15.979 \text{ cm}$$

$$Mn_{6.3} = 242.84 \text{ kN} - m$$

➤ Punto 7 (Zona de transición)

1. Deformación unitaria 0.005

$$c = 15 \text{ cm}, a = 0.85 * c = 0.85 * 15 \text{ cm} = 12.75 \text{ cm}$$

$$\theta = \arccos\left(\frac{r-a}{r}\right) = \arccos\left(\frac{\frac{45}{2} - 11.05}{\frac{45}{2}}\right) = 1.1226$$

$$Ac = \frac{1}{2} * (2\theta - \text{sen}(2\theta)) * r^2 = \frac{1}{2} * (2 * 1.1226 - \text{sen}(2 * 1.1226)) * \left(\frac{45}{2}\right)^2$$

$$A_c = 370.6122 \text{ cm}^2$$

$$\bar{y} = \frac{4r(\text{sen}(\theta))^3}{3(2\theta - \text{sen}(2\theta))} = \frac{4 * \frac{45}{2} * (\text{sen}(1.1226))^3}{3(2 * 1.1226 - \text{sen}(2 * 1.1226))} = 14.999 \text{ cm}$$

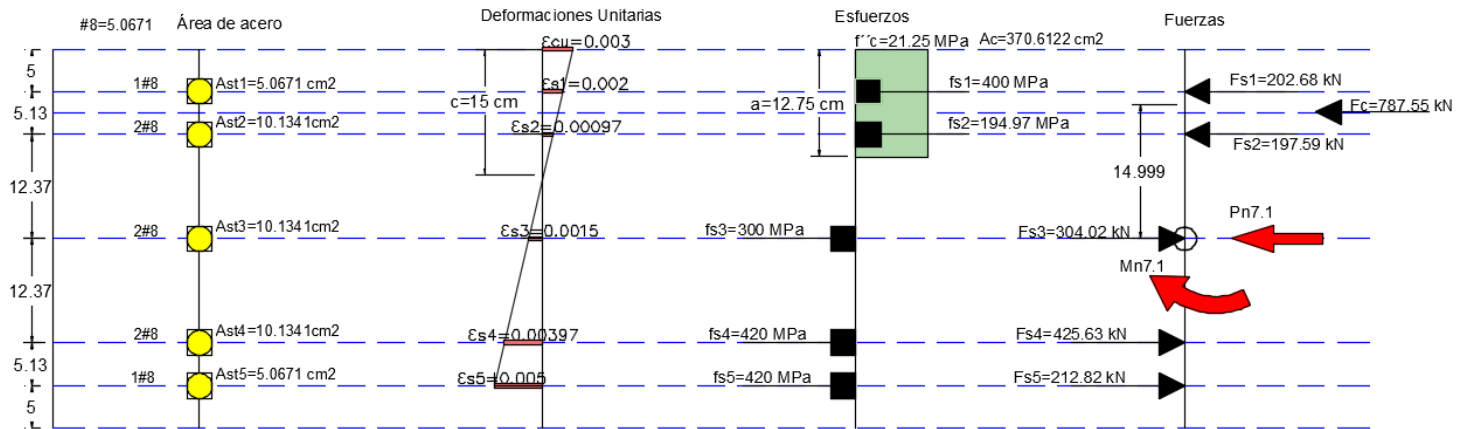


Figura 3.23 Diagrama de deformaciones, esfuerzos y fuerzas para punto 7.1

Haciendo sumatoria de fuerzas para determinar $Pn_{7.1}$:

$$\rightarrow +\sum Fx = 0; Pn_{7.1} = -Fs1 - Fs2 + Fs3 + Fs4 + Fs5 - Fc$$

$$Pn_{7.1} = -202.68 - 197.59 + 304.02 + 425.63 + 212.82 - 787.55$$

$$Pn_{7.1} = -245.35 \text{ kN}$$

Haciendo sumatoria de momentos para determinar $Mn_{7.1}$:

$$\curvearrowright +\sum Mi = Mn_{7.1};$$

$$Mn_{7.1} = 202.68 \text{ kN} * 17.5 \text{ cm} + 197.59 \text{ kN} * 12.37 \text{ cm} + 425.63 \text{ kN} * 0 + 425.63 \text{ N} * 12.37 \text{ cm} + 212.82 \text{ kN} * 17.5 \text{ cm} + 787.55 \text{ kN} * 14.999 \text{ cm}$$

$$Mn_{7.1} = 267.95 \text{ kN} - m$$

2. Deformación unitaria 0.004

$$c = 17.143 \text{ cm}, a = 0.85 * c = 0.85 * 15 \text{ cm} = 14.571 \text{ cm}$$

$$\theta = \arccos\left(\frac{r-a}{r}\right) = \arccos\left(\frac{\frac{45}{2} - 14.571}{\frac{45}{2}}\right) = 1.2107$$

$$A_c = \frac{1}{2} * (2\theta - \text{sen}(2\theta)) * r^2 = \frac{1}{2} * (2 * 1.2107 - \text{sen}(2 * 1.2107)) * \left(\frac{45}{2}\right)^2$$

$$A_c = 445.963 \text{ cm}^2$$

$$\bar{y} = \frac{4r(\text{sen}(\theta))^3}{3(2\theta - \text{sen}(2\theta))} = \frac{4 * \frac{45}{2} * (\text{sen}(1.2107))^3}{3(2 * 1.2107 - \text{sen}(2 * 1.2107))} = 13.957 \text{ cm}$$

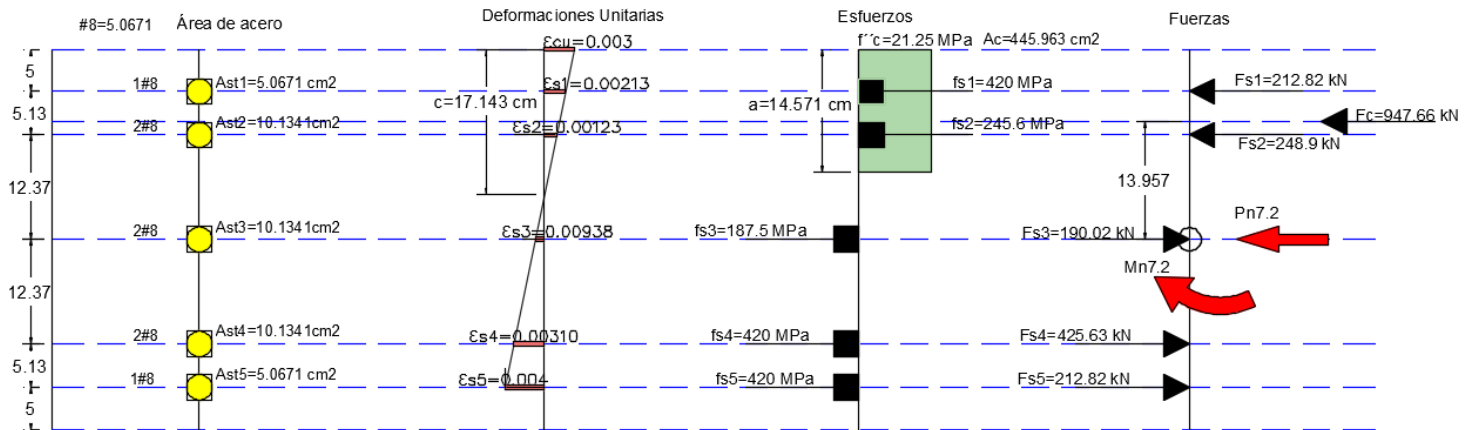


Figura 3.24 Diagrama de deformaciones, esfuerzos y fuerzas para punto 7.2

Haciendo sumatoria de fuerzas para determinar $Pn_{7.2}$:

$$\rightarrow +\sum Fx = 0; Pn_{7.2} = -Fs1 - Fs2 + Fs3 + Fs4 + Fs5 - Fc$$

$$Pn_{7.2} = -212.82 - 248.90 + 190.02 + 425.63 + 212.82 - 947.66$$

$$Pn_{7.2} = -580.91 \text{ kN}$$

Haciendo sumatoria de momentos para determinar $Mn_{7.2}$:

$$\curvearrow +\sum Mi = Mn_{7.2};$$

$$Mn_{7.2} = 212.82 \text{ kN} * 17.5 \text{ cm} + 248.90 \text{ kN} * 12.37 \text{ cm} + 190.02 \text{ kN} * 0 + 425.63 \text{ N} * 12.37 \text{ cm} + 212.82 \text{ kN} * 17.5 \text{ cm} + 947.66 \text{ kN} * 13.957 \text{ cm}$$

$$Mn_{7.2} = 290.22 \text{ kN} - m$$

3. Deformación unitaria 0.003

$$c = 20 \text{ cm}, a = 0.85 * c = 0.85 * 20 \text{ cm} = 17 \text{ cm}$$

$$\theta = \arccos\left(\frac{r-a}{r}\right) = \arccos\left(\frac{\frac{45}{2} - 17}{\frac{45}{2}}\right) = 1.3239$$

$$Ac = \frac{1}{2} * (2\theta - \text{sen}(2\theta)) * r^2 = \frac{1}{2} * (2 * 1.2107 - \text{sen}(2 * 1.3239)) * \left(\frac{45}{2}\right)^2$$

$$Ac = 550.203 \text{ cm}^2$$

$$\bar{y} = \frac{4r(\text{sen}(\theta))^3}{3(2\theta - \text{sen}(2\theta))} = \frac{4 * \frac{45}{2} * (\text{sen}(1.3239))^3}{3(2 * 1.3239 - \text{sen}(2 * 1.3239))} = 12.5834 \text{ cm}$$

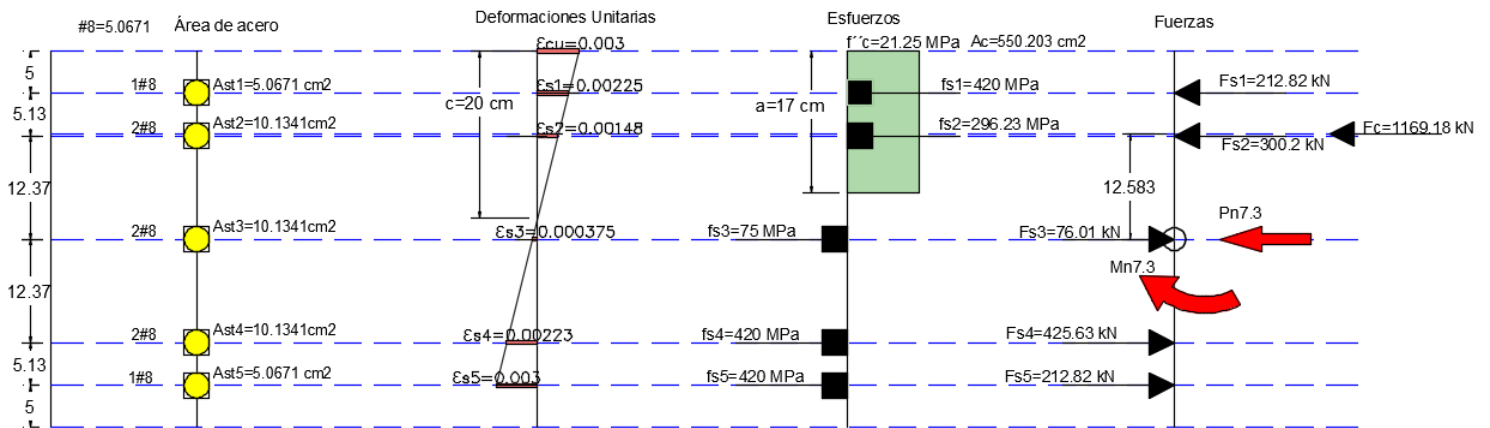


Figura 3.25 Diagrama de deformaciones, esfuerzos y fuerzas para punto 7.3

Haciendo sumatoria de fuerzas para determinar $Pn_{7.3}$:

$$\rightarrow +\sum Fx = 0; Pn_{7.3} = -Fs1 - Fs2 + Fs3 + Fs4 + Fs5 - Fc$$

$$Pn_{7.3} = -212.82 - 300.20 + 76.01 + 425.63 + 212.82 - 1169.18$$

$$Pn_{7.3} = -967.75 \text{ kN}$$

Haciendo sumatoria de momentos para determinar $Mn_{7.3}$:

$$\curvearrowright +\sum Mi = Mn_{7.3};$$

$$Mn_{7.3} = 212.82 \text{ kN} * 17.5 \text{ cm} + 300.20 \text{ kN} * 12.37 \text{ cm} + 76.01 \text{ kN} * 0 + 425.63 \text{ N} * 12.37 \text{ cm} + 212.82 \text{ kN} * 17.5 \text{ cm} + 1169.18 \text{ kN} * 12.583 \text{ cm}$$

$$Mn_{7.3} = 311.43 \text{ kN} - m$$

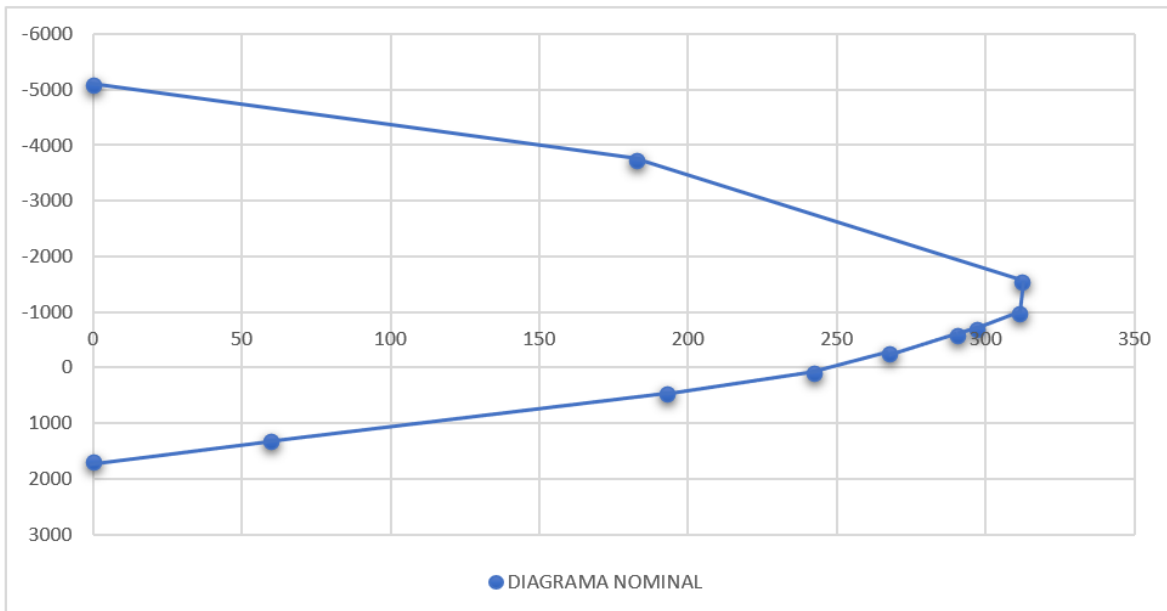


Figura 3.25 Diagrama de interacción nominal de columna circular en dirección del eje x con línea de proyección.

Como el caso de la columna rectangular, es necesario calcular los valores de diseño en lo establecido por el ACI-318-19 (tabla 3.1).

- Punto 1 (Compresión pura)

$$Pn_1 = -5082.20 \text{ kN}$$

Debido que el valor de “c” tiende a ser infinito por consiguiente mayor que el peralte efectivo “c”, todo para lograr el bloque de 0.003 de concreto en toda la sección, generando que la deformación unitaria sea negativa, lo que hace que se tome el valor de $\phi = 0.75$, así como también como lo marca el reglamento, se afectará por 0.85 por encontrarse en la zona de compresión.

$$0.85\phi Pn_1 = -3239.90 \text{ kN}$$

- Punto 2 (Tensión Pura)

$$Pn_2 = 1702.54 \text{ kN}$$

Debido que el valor de “c” tiende a ser cero por consiguiente la deformación unitaria tiende a ser infinita, mayor que $\varepsilon_{ty} + 0.003 = 0.0051$, por lo que tomamos el factor de reducción de $\phi = 0.9$.

$$\phi Pn_2 = 1532.28 \text{ kN}$$

- Punto 3 (Falla balanceada)

$$Pn_3 = -1531.07 \text{ kN}$$

$$Mn_3 = 312.02 \text{ kN} - m$$

Aquí la deformación unitaria es de $\varepsilon_t = 0.0021$, conforme a la tabla el factor de reducción que se aplicará será de $\phi = 0.75$.

$$\phi Pn_3 = -1148.30 \text{ kN}$$

$$\phi Mn_3 = 234.01 \text{ kN} - m$$

- Punto 4 (c = d)

$$Pn_4 = -3721.95 \text{ kN}$$

$$Mn_4 = 182.74 \text{ kN} - m$$

Como $\varepsilon_t = \frac{d-c}{c} \varepsilon_{cu}$, entonces la deformación unitaria en este caso es igual con cero, que es menor que 0.021, por lo que el factor de reducción que se aplicará será de $\phi = 0.75$.

$$\phi Pn_4 = -2791.46 \text{ kN}$$

$$\phi Mn_4 = 137.05 \text{ kN} - m$$

- Punto 5 (c = r)

$$Pn_5 = 1327.99 \text{ kN}$$

$$Mn_5 = 69.53 \text{ kN} - m$$

Calculando la deformación unitaria:

$$\varepsilon_t = \frac{d - c}{c} \varepsilon_{cu} = \frac{40 - 5}{5} 0.003 = 0.021 > \varepsilon_{ty} + 0.003 = 0.0051$$

Por lo que tomamos el factor de reducción de $\phi = 0.9$.

$$\phi Pn_5 = 1195.19 \text{ kN}$$

$$\phi Mn_5 = 62.58 \text{ kN} - m$$

- Punto 6 (Flexión Pura)
 1. Punto 6.1 ($\varepsilon_t = 0.00367$)

$$Pn_{6.1} = -700.38 \text{ kN}$$

$$Mn_{6.1} = 297.23 \text{ kN} - m$$

$0.0021 < 0.00367 < \varepsilon_{ty} + 0.003 = 0.0051$ cae en la región de transición por lo que calculando el factor de reducción ϕ , obtenido de la tabla 3.1 por medio de la siguiente expresión:

$$\phi = 0.75 + 0.15 \left[\frac{\varepsilon_t - \varepsilon_{ty}}{0.003} \right]$$

Siendo ε_t la deformación unitaria de la última capa de acero, y ε_{ty} la deformación unitaria a la fluencia del acero.

$$\phi = 0.75 + 0.15 \left[\frac{\varepsilon_t - \varepsilon_{ty}}{0.003} \right] = 0.75 + 0.15 \left[\frac{0.00367 - 0.0021}{0.003} \right] = 0.8285$$

$$\phi Pn_{6.1} = -580.27 \text{ kN}$$

$$\phi Mn_{6.1} = 246.25 \text{ kN} - m$$

2. Punto 6.2 ($\varepsilon_t = 0.009$)

$$Pn_{6.2} = 476.36 \text{ kN}$$

$$Mn_{6.2} = 192.99 \text{ kN} - m$$

$$0.009 > \varepsilon_{ty} + 0.003 = 0.0051$$

Por lo que tomamos el factor de reducción de $\phi = 0.9$.

$$\phi Pn_{6.2} = 428.73 \text{ kN}$$

$$\phi Mn_{6.2} = 173.69 \text{ kN} - m$$

3. Punto 6.3 ($\varepsilon_t = 0.0062$)

$$Pn_{6.3} = 93.32 \text{ kN}$$

$$Mn_{6.3} = 242.84 \text{ kN} - m$$

$$0.0062 > \varepsilon_{ty} + 0.003 = 0.0051$$

Por lo que tomamos el factor de reducción de $\phi = 0.9$.

$$\phi Pn_{6.3} = 83.99 \text{ kN}$$

$$\phi Mn_{6.3} = 218.55 \text{ kN} - m$$

- Punto 7 (Zona de Transición)

4. Punto 7.1 ($\varepsilon_t = 0.005$)

$$Pn_{7.1} = -245.35 \text{ kN}$$

$$Mn_{7.1} = 267.95 \text{ kN} - m$$

$0.0021 < 0.005 < \varepsilon_{ty} + 0.003 = 0.0051$ cae en la región de transición por lo que calculando el factor de reducción ϕ :

$$\phi = 0.65 + 0.25 \left[\frac{\varepsilon_t - \varepsilon_{ty}}{0.003} \right] = 0.75 + 0.15 \left[\frac{0.005 - 0.0021}{0.003} \right] = 0.895$$

$$\phi Pn_{7.1} = -219.59 \text{ kN}$$

$$\phi Mn_{7.1} = 239.82 \text{ kN} - m$$

5. Punto 7.2 ($\varepsilon_t = 0.004$)

$$Pn_{7.2} = -580.91 \text{ kN}$$

$$Mn_{7.2} = 290.22 \text{ kN} - m$$

$0.0021 < 0.004 < \varepsilon_{ty} + 0.003 = 0.0051$ cae en la región de transición por lo que calculando el factor de reducción ϕ :

$$\phi = 0.75 + 0.15 \left[\frac{\varepsilon_t - \varepsilon_{ty}}{0.003} \right] = 0.75 + 0.15 \left[\frac{0.004 - 0.0021}{0.003} \right] = 0.845$$

$$\phi Pn_{7.2} = -490.87 \text{ kN}$$

$$\phi Mn_{7.2} = 245.24 \text{ kN} - m$$

6. Punto 7.3 ($\varepsilon_t = 0.003$)

$$Pn_{7.3} = -967.75 \text{ kN}$$

$$Mn_{7.3} = 311.43 \text{ kN} - m$$

$0.0021 < 0.003 < \varepsilon_{ty} + 0.003 = 0.0051$ cae en la región de transición por lo que calculando el factor de reducción ϕ :

$$\phi = 0.75 + 0.15 \left[\frac{\varepsilon_t - \varepsilon_{ty}}{0.003} \right] = 0.75 + 0.15 \left[\frac{0.003 - 0.0021}{0.003} \right] = 0.795$$

$$\phi Pn_{7.3} = -769.36 \text{ kN}$$

$$\phi Mn_{7.3} = 247.59 \text{ kN} - m$$

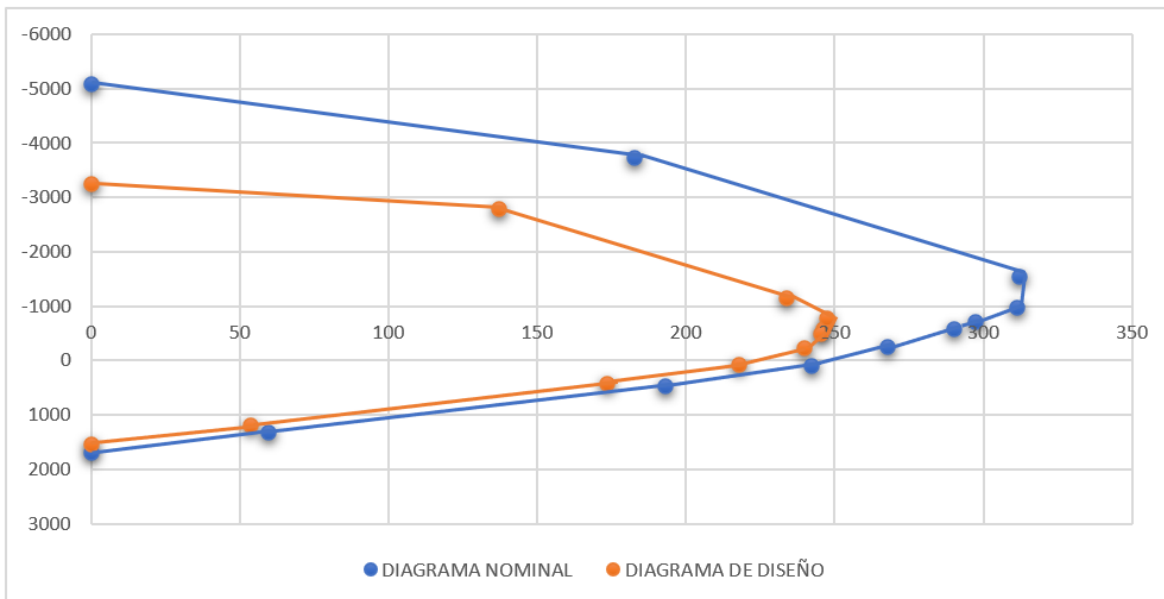


Figura 3.26 Diagrama de interacción nominal y de diseño de la columna circular en dirección del eje x con línea de proyección.

3.6 Software DIIN.

El software DIIN para columnas rectangulares y circulares, generado en el lenguaje de programación de Matlab, se realizó como continuación del trabajo realizado por el M. I. Martín Castillo Flores acerca de columnas rectangulares y el M. I. Diego Marcelo Muños Pérez acerca de columnas circulares, el cuál es utilizado como herramienta de apoyo para las clases de Diseño de estructuras de concreto II en la facultad de ingeniería de la Benemérita Universidad Autónoma de Puebla.

El software DIIN para columnas rectangulares y circulares se programó con ayuda de Excel y tiene la capacidad de desarrollar diagramas de interacción nominales y de diseño "x" y "y", y en columnas rectangulares hasta 50 capas de acero, utilizando los códigos de construcción, ACI-318-19, NTC-2017 y NTC-2004. Además, es capaz de revisar 70 combinaciones de carga a flexión biaxial por medio del método de la carga recíproca.

Se decidió programarlo con ayuda de Matlab, debido que este lenguaje tiene muchas bondades con respecto a la manipulación de gráficos, datos y operaciones matemáticas, así como las facilidades de creación de interfaces gráficas en el editor de diseño GUIDE Matlab. Sin embargo, la programación se apegará a la lógica de trabajo de que fue hecha en Excel, así como gran parte de la configuración de la interfaz gráfica, también se respetarán las capacidades, anexando nuevas y utilizando los mismos códigos de construcción.

3.7 Interfaz Gráfica de Usuario.

El software DIIN tiene como objetivo ser una herramienta de ayuda alumno para comprender mejor el desarrollo de los diagramas de interacción de columnas y además de apoyo al profesorado asignado a la asignatura de Diseño de elementos de concreto, lo que hace que exista un mejor aprovechamiento del curso y sea posible abordar los códigos que existen para el diseño de columnas de concreto reforzado, así como también, realizar más ejemplos con un mayor orden de complejidad. En este sentido, es necesario que el software sea amigable al usuario y de facilidad de manejo y entendimiento. En la figura 3.27 y 3.28 se muestra la interfaz propuesta tanto de columnas rectangulares (fig. 3.27) como de columnas

circulares (fig. 3.28), donde se muestra la parte de introducción de datos, la designación del acero, la introducción de combinaciones de carga, las tablas de resultados, y los gráficos que muestran los diagramas de interacción resultantes.

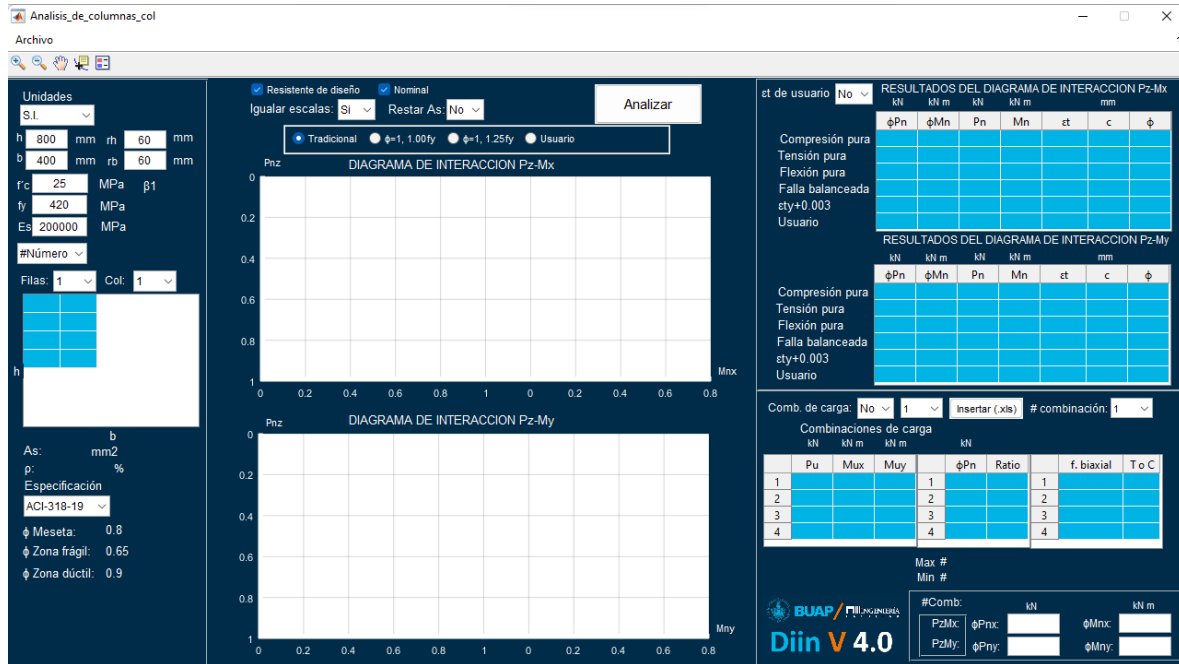


Figura 3.27 Interfaz gráfica del software DIIN para columnas rectangulares.



Figura 3.28 Interfaz gráfica del software DIIN para columnas circulares.

Asimismo, en la figura 3.29 se muestran los diagramas de interacción en “x” y “y” de una columna rectangular y la impresión de datos por medio de una tabla donde son catalogados algunos puntos de interés. También en la figura 3.30 se muestra en este caso para una columna circular, sin embargo, las columnas circulares al tener una simetría polar tienen la misma capacidad última en todas las direcciones. Por consiguiente, el proceso de diseño es el mismo, independientemente de las direcciones de los momentos. Si existe flexión respecto a los ejes “x” y “y”, el momento biaxial puede calcularse combinando los dos momentos o sus excentricidades (Mc Cormac & Brown, 2011)

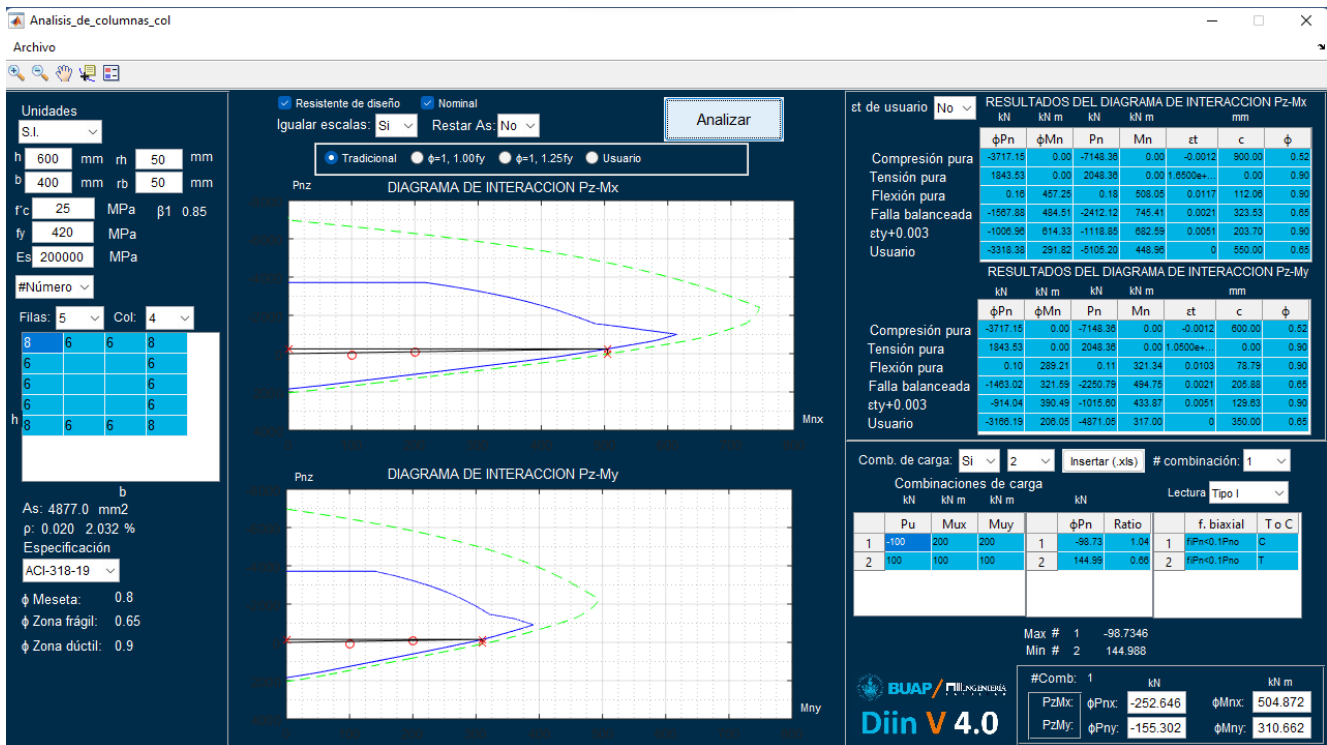


Figura 3.29 Diagrama de interacción en los ejes “x” y “y” para una columna rectangular.

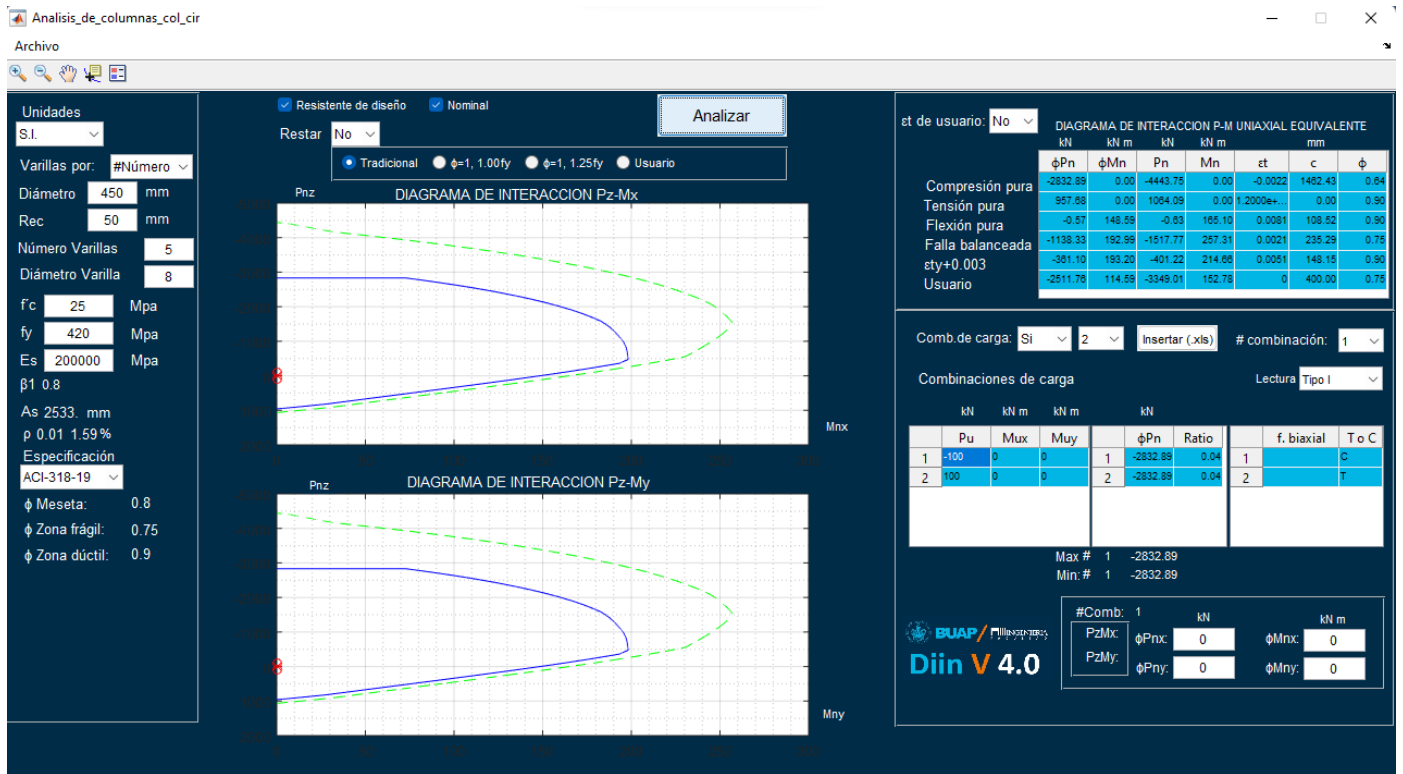


Figura 3.30 Diagrama de interacción para una columna circular.

CAPÍTULO 4. RESULTADOS

En el presente capítulo es presentada la validación del software DIIN, para ello es utilizado el software SAP2000 con el cual se realizarán ejemplos de columnas rectangulares y circulares, esto con el afán de medir el grado de exactitud en los resultados que arroja el software DIIN en comparación a SAP2000. Asimismo, se realizará un edificio de 5 niveles en el software ETABS donde se contemplarán las cargas por gravedad y las cargas sísmicas esto mediante un análisis sísmico estático, donde será extraída la eficiencia de una columna en particular, la cual será comparada con el análisis de esta en el software DIIN.

4.1 Comparación de diagramas de interacción MANUAL VS DIIN para columna rectangular y circular.

➤ Columna rectangular

$P_n(kN)$	$M_n(kN - m)$
-7148.36	0
2048.36	0
-2412.12	745.41
-5105.2	448.96
1022.06	266.96
577.93	377.93
-219.38	549.59
33.03	501.75
-1147.09	685.36
-1458.43	713.77
-1893.59	735.24

Tabla 4.1 Puntos diagrama de interacción nominal columna rectangular

$\phi P_n(kN)$	$\phi M_n(kN - m)$
-3717.15	0
1843.53	0
-1567.88	484.51
-3318.38	291.82
919.86	240.27
519.38	340.14
-197.44	494.63
29.72	451.58
-1022.82	611.11
-1178.9	576.96
-1372.86	533.05

Tabla 4.2 Puntos diagrama de interacción de diseño columna rectangular

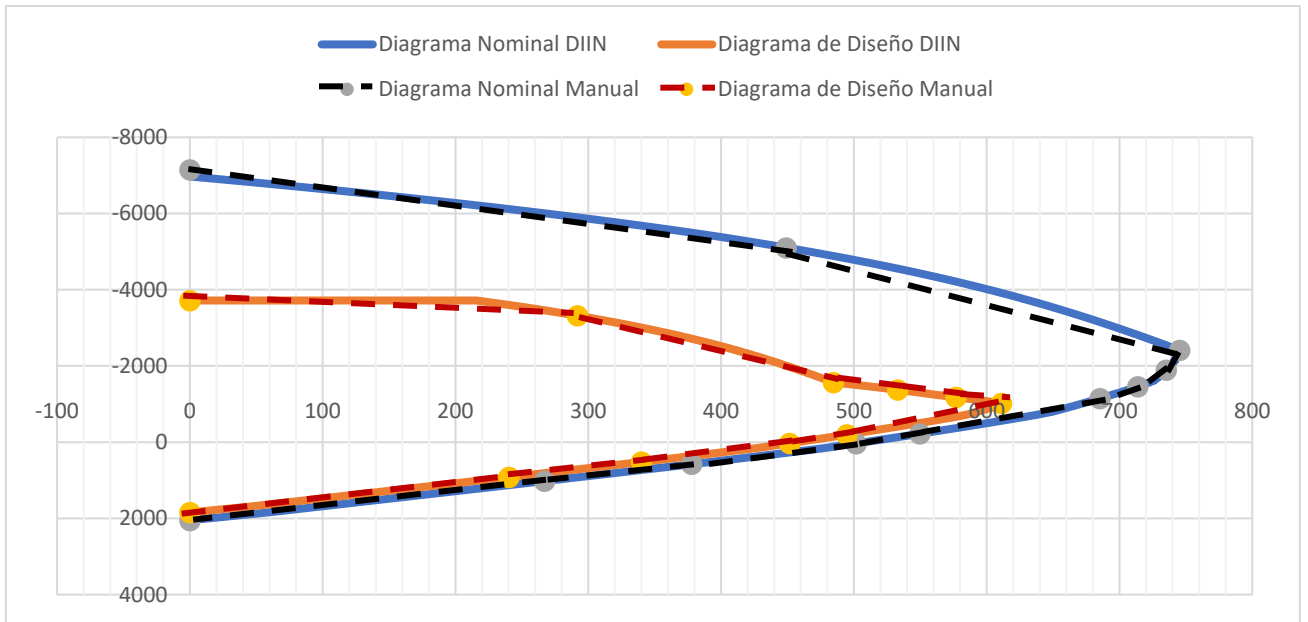


Figura 4.1 Comparación diagrama de interacción manual vs DIIN para columna rectangular.

➤ Columna circular

$P_n(kN)$	$M_n(kN - m)$
-5082.20	0
1702.54	0
-1531.07	312.02
-3721.95	182.74
1327.99	69.53
-700.38	297.23
476.36	192.99
93.32	242.84
-245.35	267.95
-580.91	290.22
-967.75	311.43

Tabla 4.3 Puntos diagrama de interacción nominal columna circular

$\phi P_n(kN)$	$\phi M_n(kN - m)$
-3239.90	0
1532.28	0
-1148.30	234.01
-2791.46	137.05
1195.19	62.58
-580.27	246.25
428.73	173.69
83.99	218.55
-219.59	239.82
-490.87	245.24
-769.36	247.58

Tabla 4.4 Puntos diagrama de interacción de diseño columna circular

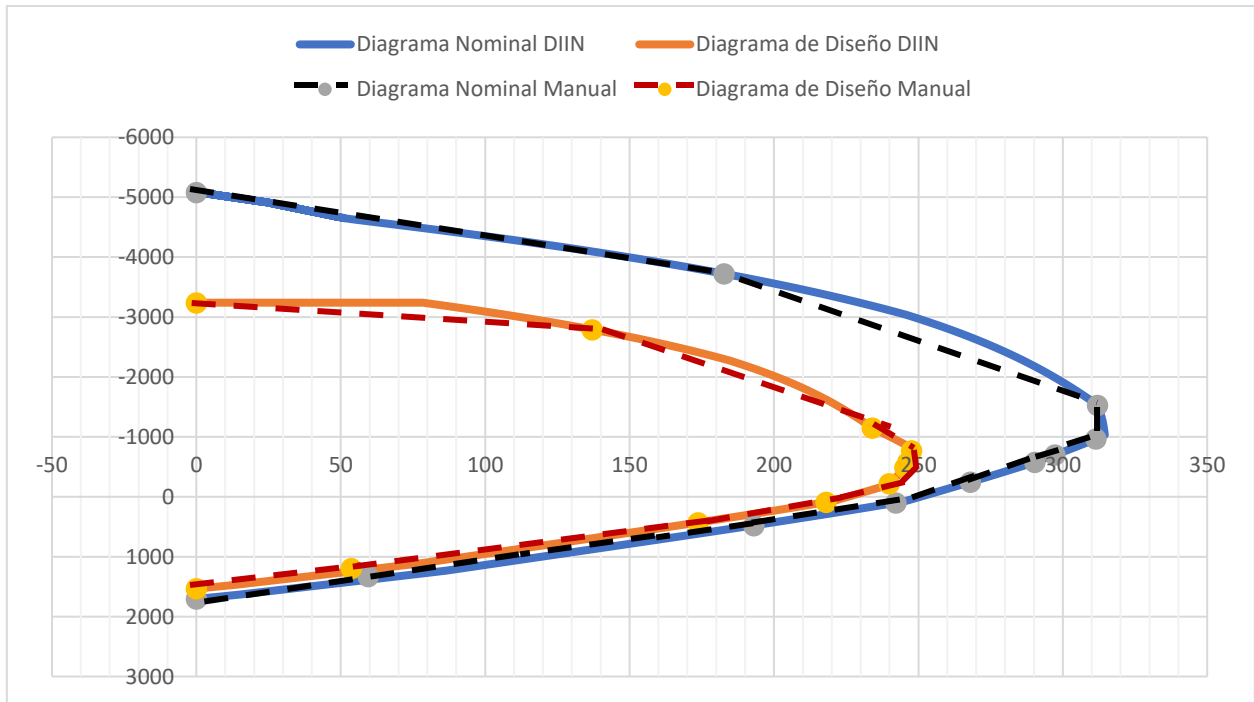


Figura 4.2 Comparación diagrama de interacción manual vs DIIN para columna circular.

4.2 Comparación de gráficas de interacción SAP2000 VS DIIN

Columna 1: Columna rectangular realizada manualmente.

Datos:

$$f'c = 25 \text{ MPa} \quad Ag = h * b = 0.6\text{m}(0.4\text{m}) = 0.24\text{m}^2$$

$$fy = 420 \text{ MPa}$$

$$Es = 200\,000 \text{ MPa}$$

4 varillas #8

10 varillas #6

$$Ast = 48.7706 \text{ cm}^2 = 0.00487706 \text{ m}^2$$

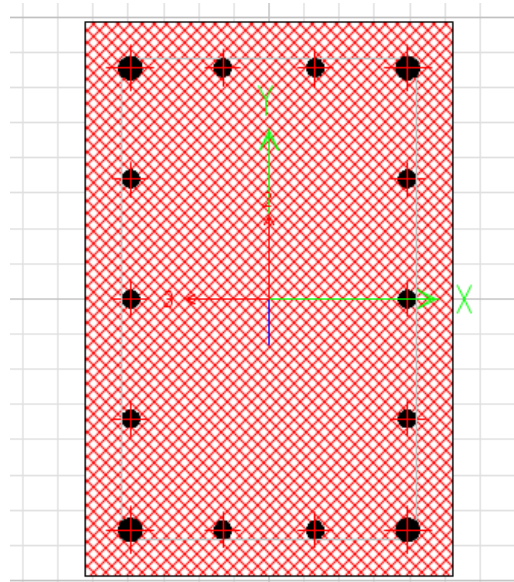


Figura 4.3 Esquema de columna rectangular planteada en SAP2000.

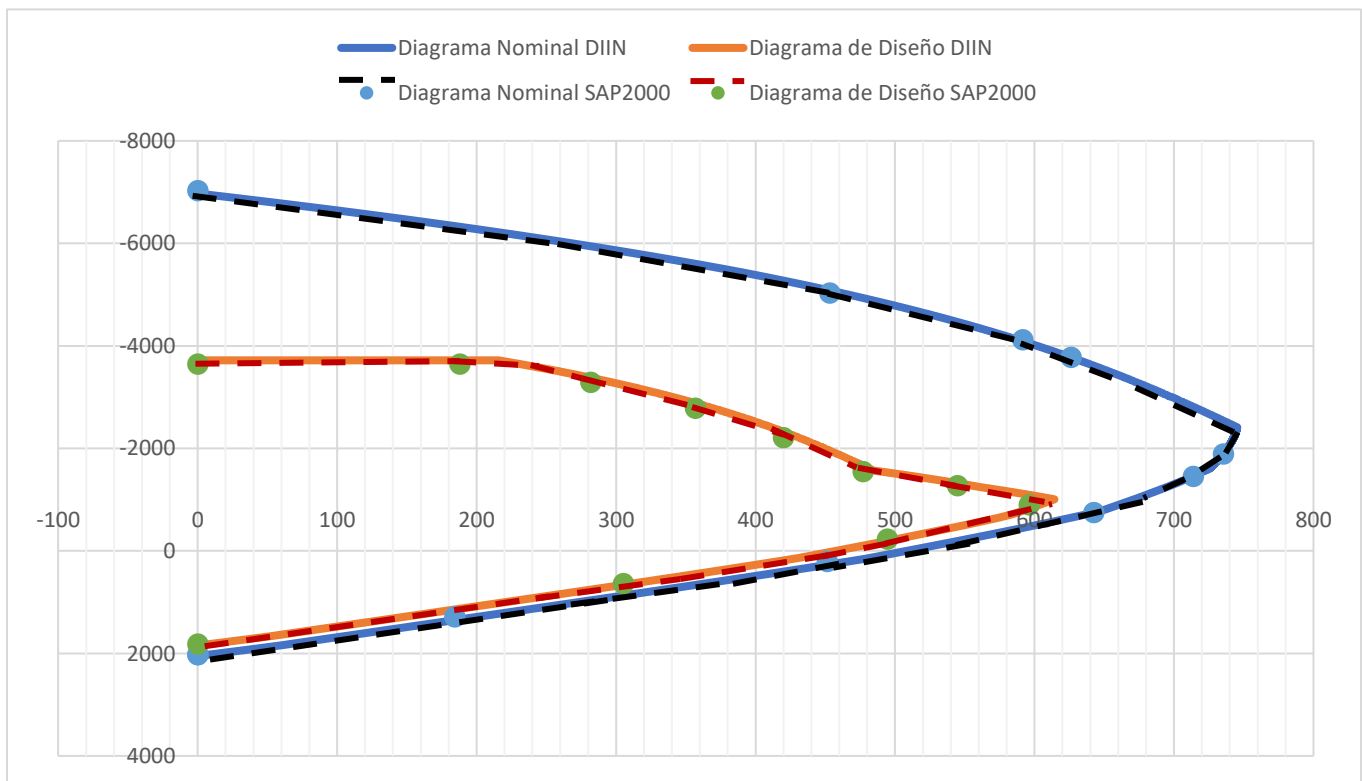


Figura 4.4 Comparación diagrama de interacción DIIN vs SAP2000 para columna rectangular.

Columna 2: Columna circular realizada manualmente.

Datos:

$f'c = 25 \text{ MPa}$ $A_g = \pi r^2 = \pi(0.225\text{m})^2 = 0.15904\text{m}^2$, $f_y = 420 \text{ MPa}$, $E_s = 200\,000 \text{ MPa}$, 8 varillas #8, $A_{st} = 40.5366 \text{ cm}^2 = 0.004054 \text{ m}^2$

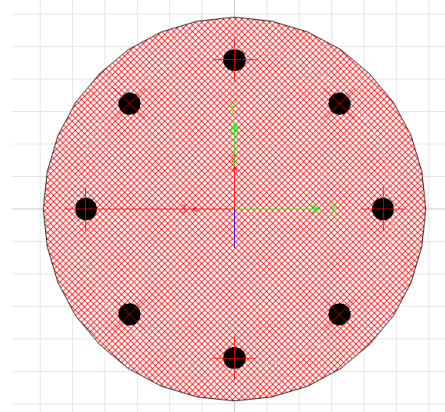


Figura 4.5 Esquema de columna circular planteada en SAP2000.

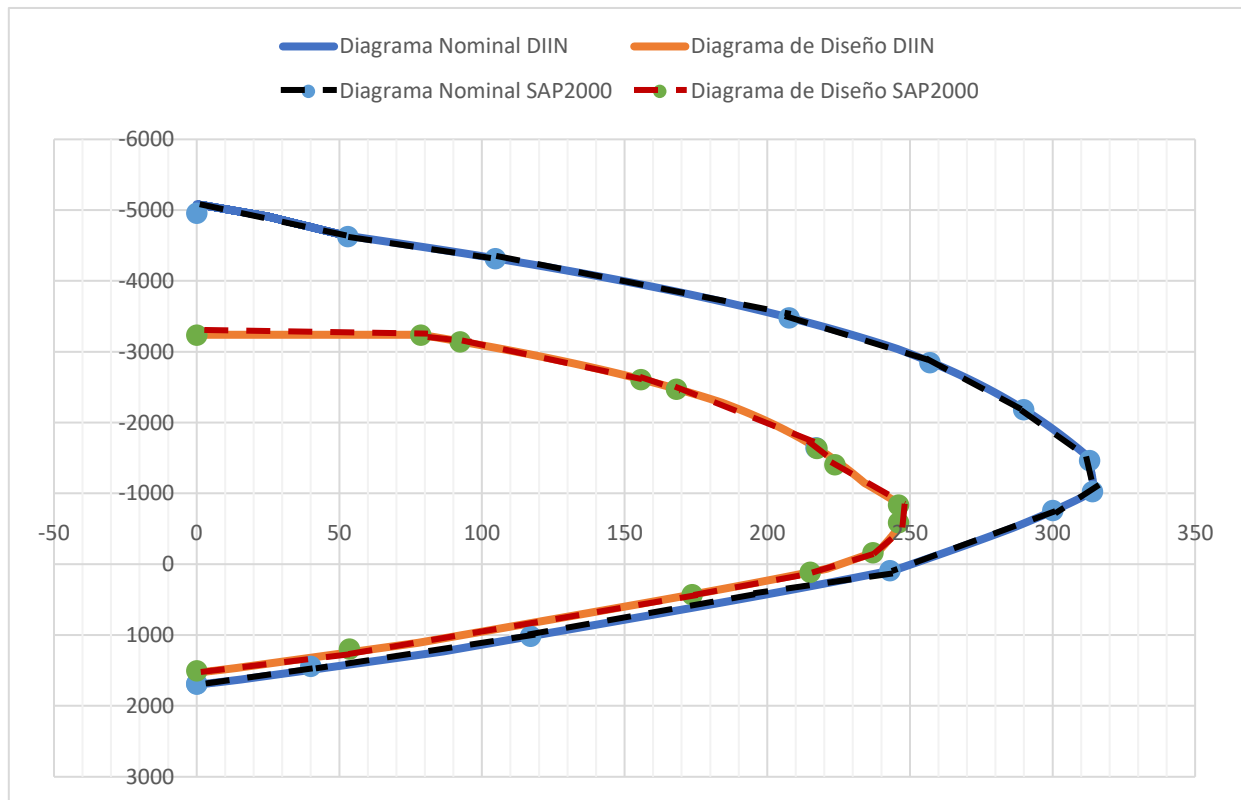


Figura 4.6 Comparación diagrama de interacción DIIN vs SAP2000 para columna circular.

4.3 Comparación eficiencias DIIN V4.0 VS DIIN 3.0

Columna 1: Columna rectangular realizada manualmente.

Tabla 4.5 Datos ejemplo 1

Sistema de unidad	h, b y rec (mm)	Código	ϕ Meseta	ϕ Zona frágil	ϕ Zona dúctil	f'c (MPa)	fy (MPa)	Armado
Sistema internacional	h=600 b=400 rec=50	AC-318-19	0.8	0.65	0.9	25 MPa	420 MPa	Barras esquina: 4#8 Barras de borde: 10#6 X: 5 lechos Y: 4 lechos

et de usuario		RESULTADOS DEL DIAGRAMA DE INTERACCION Pz-Mx						
		kN	kN m	kN	kN m	mm		
		ϕP_n	ϕM_n	P_n	M_n	ϵ_t	c	ϕ
Compresión pura	No	-3717.15	0.00	-7148.36	0.00	-0.0012	900.00	0.52
Tensión pura		1843.53	0.00	2048.36	0.00	1.6500e+...	0.00	0.90
Flexión pura		0.16	457.25	0.18	508.05	0.0117	112.06	0.90
Falla balanceada		-1587.88	484.51	-2412.12	745.41	0.0021	323.53	0.65
$\epsilon_t y + 0.003$		-1006.96	614.33	-1118.85	682.59	0.0051	203.70	0.90
Usuario		-3318.38	291.82	-5105.20	448.96	0	550.00	0.65

		RESULTADOS DEL DIAGRAMA DE INTERACCION Pz-My						
		kN	kN m	kN	kN m	mm		
		ϕP_n	ϕM_n	P_n	M_n	ϵ_t	c	ϕ
Compresión pura		-3717.15	0.00	-7148.36	0.00	-0.0012	800.00	0.52
Tensión pura		1843.53	0.00	2048.36	0.00	1.0500e+...	0.00	0.90
Flexión pura		0.10	289.21	0.11	321.34	0.0103	78.79	0.90
Falla balanceada		-1463.02	321.59	-2250.79	494.75	0.0021	205.88	0.65
$\epsilon_t y + 0.003$		-914.04	390.49	-1015.60	433.87	0.0051	129.83	0.90
Usuario		-3186.19	206.05	-4871.05	317.00	0	350.00	0.65

Figura 4.7 Tablas de resultados ejemplo 1 presentados en DIIN V4.0.

Diagrama de interacción P-M _x							
	ϕP_n	ϕM_n	P_n	M_n	ϵ_t	c	ϕ
	kN	kN-m	kN	kN-m		mm	
Compresión pura	-3717.1	0.0	-7148.4	0.0	-0.00210	∞	0.52
Tensión pura	1843.5	0.0	2048.4	0.0	0.00210	0.00	0.90
Flexión pura	-2.3	457.7	-2.6	508.6	0.01170	112.24	0.90
Falla balanceada	-1567.9	484.5	-2412.1	745.4	0.00210	323.53	0.65
$\epsilon_t y + 0.003$	-1007.0	614.3	-1118.8	682.6	0.00510	203.70	0.90
Valor usuario	-3318.4	291.8	-5105.2	449.0	0.00000	550.00	0.65

Diagrama de interacción P-M _y							
	ØP _n	ØM _n	P _n	M _n	ε _t	c	Ø
	kN	kN-m	kN	kN-m		mm	
Compresión pura	-3717.1	0.0	-7148.4	0.0	-0.00210	∞	0.52
Tensión pura	1843.5	0.0	2048.4	0.0	0.00210	0.00	0.90
Flexión pura	-0.5	289.3	-0.6	321.4	0.01032	78.82	0.90
Falla balanceada	-1463.0	321.6	-2250.8	494.8	0.00210	205.88	0.65
ε _{ty} + 0.003	-914.0	390.5	-1015.6	433.9	0.00510	129.63	0.90
Valor usuario	-3166.2	206.0	-4871.1	317.0	0.00000	350.00	0.65

Figura 4.8 Tablas de resultados ejemplo 1 presentados en DIIN V3.0.

Como puede apreciarse, los resultados son prácticamente los mismos, por lo que a continuación se presenta el gráfico en común para apreciar ambos diagramas de interacción:

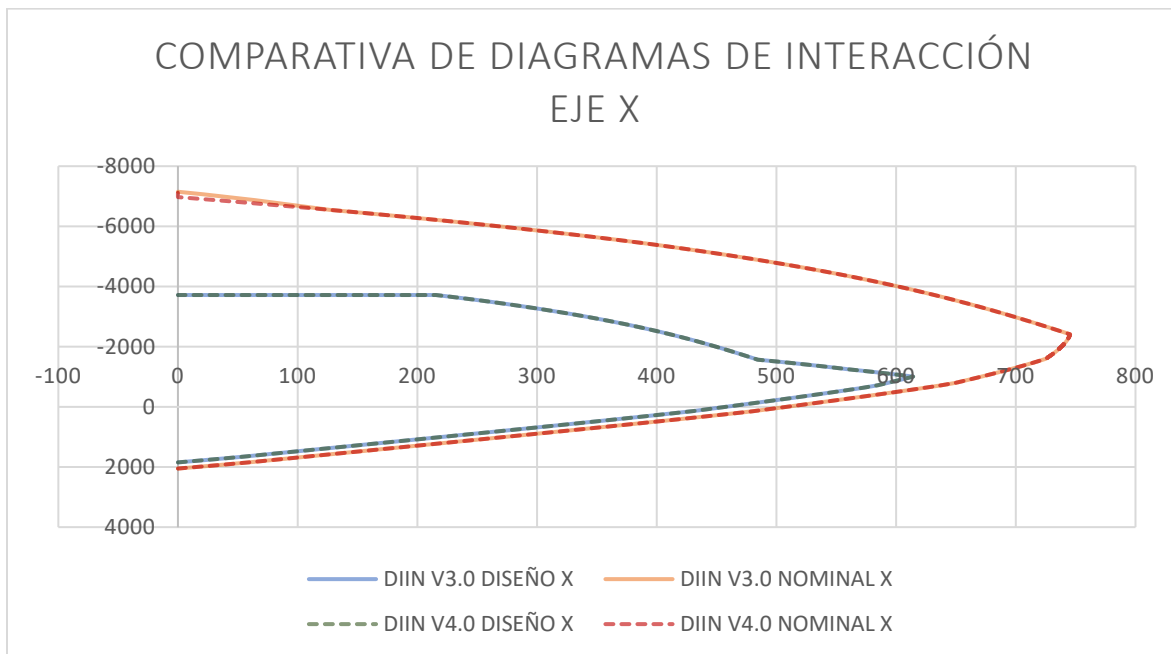


Figura 4.9 Comparativa de diagramas de interacción con el eje X ejemplo 1

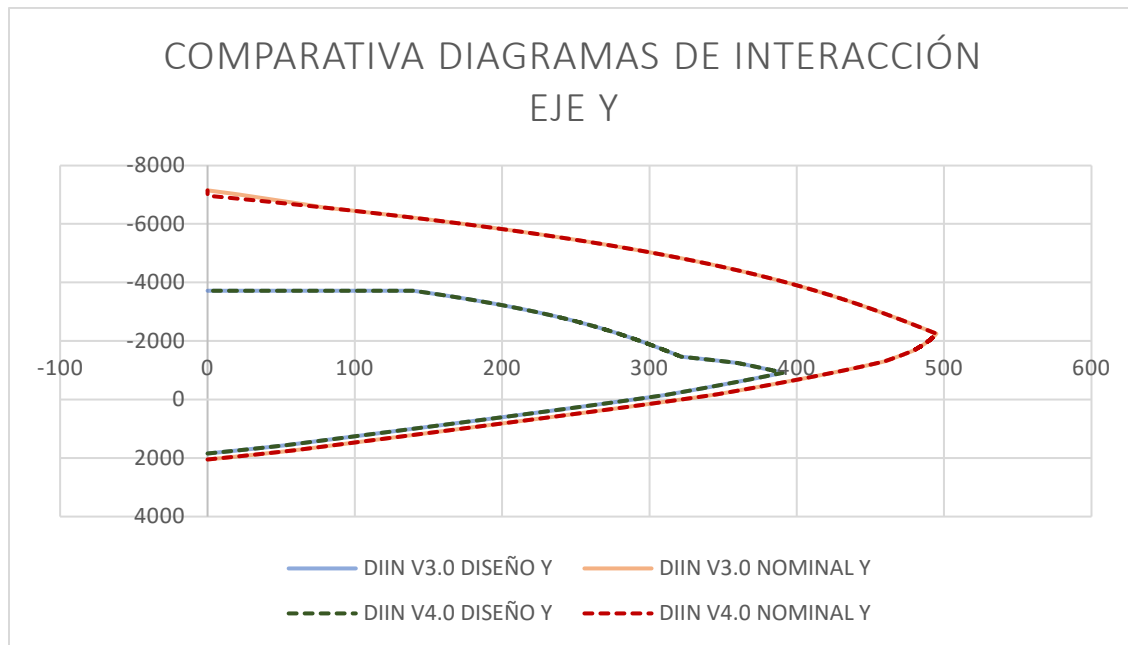


Figura 4.10 Comparativa de diagramas de interacción con el eje Y ejemplo 1

Columna 2: Columna circular realizada manualmente.

Tabla 4.6 Datos ejemplo 2

Sistema de unidad	Diámetro y rec (mm)	Código	ϕ Meseta	ϕ Zona frágil	ϕ Zona dúctil	$f'c$ (MPa)	f_y (MPa)	Armado
Sistema internacional	D=450 Rec=50	AC-318-19	0.85	0.75	0.9	25 MPa	420 MPa	8var#8

est de usuario:

DIAGRAMA DE INTERACCION P-M UNIAXIAL EQUIVALENTE

	ϕP_n kN	ϕM_n kN m	P_n kN	M_n kN m	ϵ_t	c mm	ϕ
Compresión pura	-3239.90	0.00	-5082.20	0.00	-0.0022	1482.43	0.64
Tensión pura	1532.28	0.00	1702.54	0.00	1.2000e+...	0.00	0.90
Flexión pura	-0.74	225.80	-0.83	250.87	0.0058	136.17	0.90
Falla balanceada	-1148.30	234.01	-1531.07	312.02	0.0021	235.29	0.75
sty+0.003	-192.81	239.19	-214.01	265.77	0.0051	148.15	0.90
Usuario	-2791.46	137.05	-3721.95	182.74	0	400.00	0.75

Figura 4.11 Tablas de resultados ejemplo 2 presentados en DIIN V4.0.

Diagrama de interacción P-M uniaxial equivalente							
	ϕP_n	ϕM_n	P_n	M_n	ϵ_t	c	ϕ
	kN	kN-m	kN	kN-m		mm	
Compresión pura	-3239.9	0.0	-5082.2	0.0	-0.00210	∞	0.64
Tensión pura	1532.3	0.0	1702.5	0.0	0.00210	0.0	0.90
Flexión pura	-3.4	225.8	-3.8	250.9	0.00580	136.3	0.90
Falla balanceada	-1148.3	234.0	-1531.1	312.0	0.00210	235.3	0.75
$\epsilon_t + 0.003$	-192.6	239.2	-214.0	265.8	0.00510	148.1	0.90
Valor usuario	-2791.5	137.1	-3722.0	182.7	0.00000	400.0	0.75

Figura 4.12 Tablas de resultados ejemplo 2 presentados en DIIN V3.0.

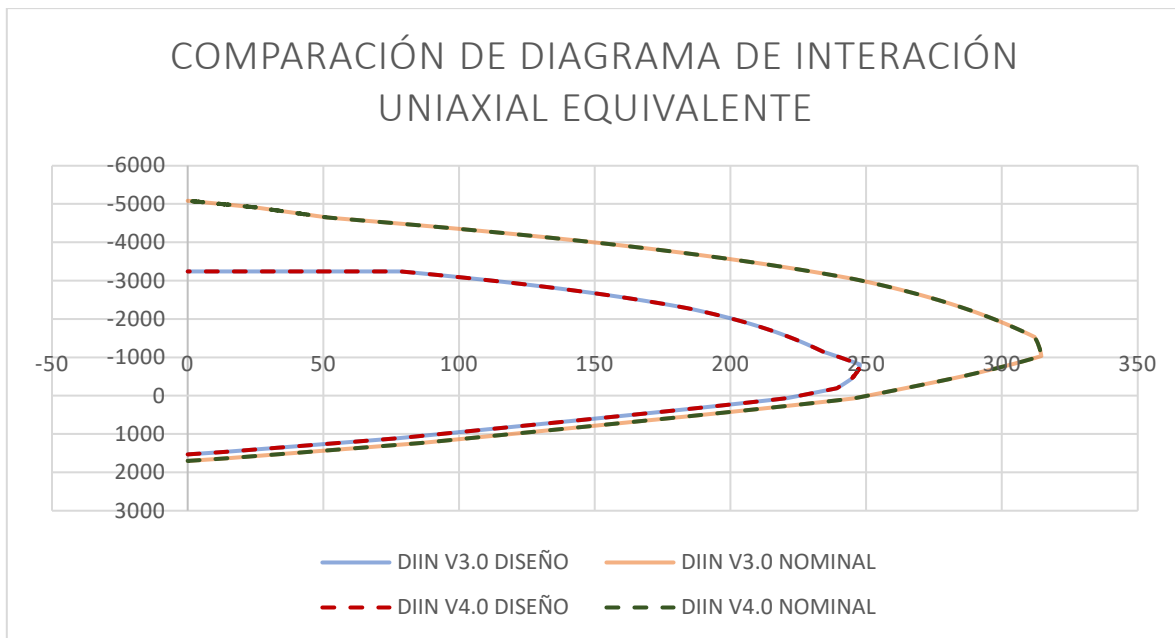


Figura 4.13 Comparativa de diagramas de interacción uniaxial equivalente ejemplo 2
Columna 3: Columna rectangular en sistema inglés con NTC 2017.

Tabla 4.7 Datos ejemplo 3

Sistema de unidad	h, b y rec (in)	Código	ϕ Zona frágil	ϕ Zona dúctil	f'_c (psi)	f_y (psi)	Armado
Sistema U.S.C.S	h=15 b=12 rec=2	NTC-2017	0.65	0.9	4000	60000	Barras esquina: 4#6 Barras de borde: 10#4 X: 5 lechos Y: 4 lechos

et de usuario <input type="text" value="No"/>		RESULTADOS DEL DIAGRAMA DE INTERACCION Pz-Mx						
		Kip	Kip ft	Kip	Kip ft	in		
		ϕP_n	ϕM_n	P_n	M_n	ϵt	c	ϕ
Compresión pura		-543.30	0.00	-835.84	0.00	-0.0013	22.50	0.65
Tensión pura		201.45	0.00	223.84	0.00	389.9970	0.00	0.90
Flexión pura		0.01	97.07	0.01	107.85	0.0099	3.03	0.90
Falla balanceada		-173.66	110.34	-267.17	169.75	0.0021	7.65	0.65
sty+0.003		-105.20	132.47	-116.89	147.19	0.0050	4.87	0.90
Usuario		-371.01	73.20	-570.78	112.61	0	13.00	0.65

		Kip	Kip ft	Kip	Kip ft	in		
		ϕP_n	ϕM_n	P_n	M_n	ϵt	c	ϕ
Compresión pura		-543.30	0.00	-835.84	0.00	-0.0013	18.00	0.65
Tensión pura		201.45	0.00	223.83	0.00	299.9970	0.00	0.90
Flexión pura		0.07	74.74	0.08	83.05	0.0089	2.52	0.90
Falla balanceada		-162.39	86.93	-249.83	133.73	0.0021	5.88	0.65
sty+0.003		-91.87	99.69	-102.08	110.76	0.0050	3.75	0.90
Usuario		-356.97	60.89	-549.19	93.68	0	10.00	0.65

Figura 4.14 Tablas de resultados ejemplo 3 presentados en DIIN V4.0.

Diagrama de interacción P-M _x							
	ϕP_n	ϕM_n	P_n	M_n	ϵt	c	ϕ
	Kip	Kip-ft	Kip	Kip-ft		in	
Compresión pura	-543.3	0.0	-835.8	0.0	-0.00207	∞	0.65
Tensión pura	201.5	0.0	223.8	0.0	0.00207	0.00	0.90
Flexión pura	-0.1	97.1	-0.1	107.9	0.00985	3.04	0.90
Falla balanceada	-175.1	110.4	-269.4	169.8	0.00207	7.69	0.65
Zona 0.005	-105.2	132.5	-116.9	147.2	0.00500	4.88	0.90
Valor usuario	-371.0	73.2	-570.8	112.6	0.00000	13.00	0.65

Diagrama de interacción P-M _y							
	ϕP_n	ϕM_n	P_n	M_n	ϵt	c	ϕ
	Kip	Kip-ft	Kip	Kip-ft		in	
Compresión pura	-543.3	0.0	-835.8	0.0	-0.00207	∞	0.65
Tensión pura	201.5	0.0	223.8	0.0	0.00207	0.00	0.90
Flexión pura	-0.2	74.8	-0.2	83.1	0.00890	2.52	0.90
Falla balanceada	-163.9	87.1	-252.1	133.9	0.00207	5.92	0.65
Zona 0.005	-91.9	99.7	-102.1	110.8	0.00500	3.75	0.90
Valor usuario	-357.0	60.9	-549.2	93.7	0.00000	10.00	0.65

Figura 4.15 Tablas de resultados ejemplo 3 presentados en DIIN V3.0.

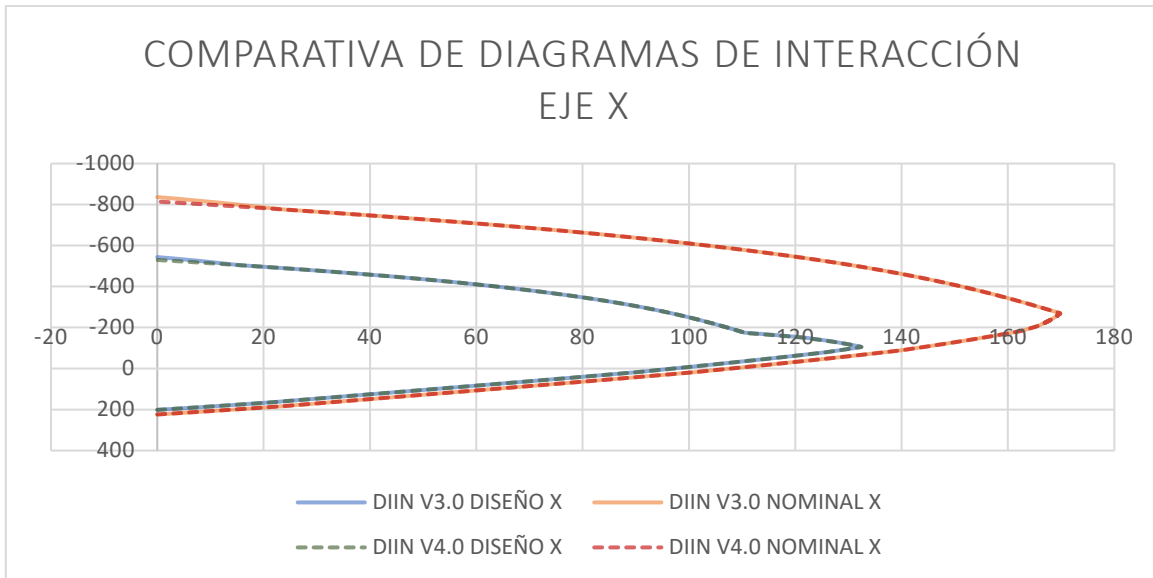


Figura 4.16 Comparativa de diagramas de interacción con el eje X ejemplo 3

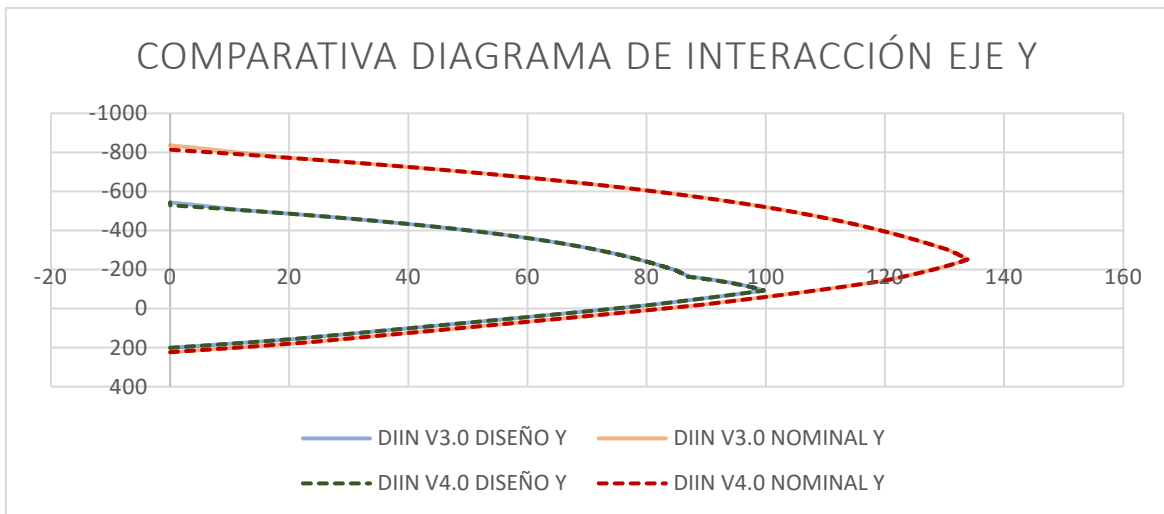


Figura 4.17 Comparativa de diagramas de interacción con el eje Y ejemplo 3

Columna 4: Columna circular en sistema inglés con NTC-2017.

Tabla 4.8 Datos ejemplo 4

Sistema de unidad	Diámetro y rec (in)	Código	ϕ Zona frágil	ϕ Zona dúctil	$f'c$ (psi)	f_y (psi)	Armado
Sistema U.S.C.S	D=20 Rec=2	NTC- 2017	0.75	0.9	4000	60000	6var#7

Diagrama de interacción P-M uniaxial equivalente							
	ϕP_n	ϕM_n	P_n	M_n	e_t	c	ϕ
	Kip	Kip-ft	Kip	Kip-ft		in	
Compresión pura	-963.5	0.0	-1284.6	0.0	-0.00207	∞	0.75
Tensión pura	194.8	0.0	216.5	0.0	0.00207	0.0	0.90
Flexión pura	-0.4	121.4	-0.5	134.9	0.00997	4.2	0.90
Falla balanceada	-362.1	195.5	-482.7	260.7	0.00207	10.7	0.75
Zona 0.005	-172.8	193.5	-192.7	215.9	0.00500	6.8	0.90
Valor usuario	-754.4	116.1	-1005.9	154.7	0.00000	18.0	0.75

Figura 4.18 Tablas de resultados ejemplo 4 presentados en DIIN V3.0.

RESULTADOS DEL DIAGRAMA DE INTERACCION P-M UNIAXIAL EQUIVALENTE							
	Kip	Kip-ft	Kip	Kip-ft		in	
	ϕP_n	ϕM_n	P_n	M_n	e_t	c	ϕ
Compresión Pura	-963.46	0.00	-1284.62	0.00	-0.0022	65.00	0.75
Tensión Pura	194.83	0.00	216.48	0.00	539.9970	0.00	0.90
Flexión Pura	-0.08	121.23	-0.08	134.70	0.0100	4.16	0.90
Falla Balanceada	-361.93	195.49	-482.58	260.66	0.0021	10.65	0.75
$e_t y + 0.003$	-173.45	194.27	-192.72	215.86	0.0050	6.75	0.90
Usuario	-754.42	116.05	-1005.89	154.74	0	18.00	0.75

Figura 4.19 Tablas de resultados ejemplo 4 presentados en DIIN V4.0.

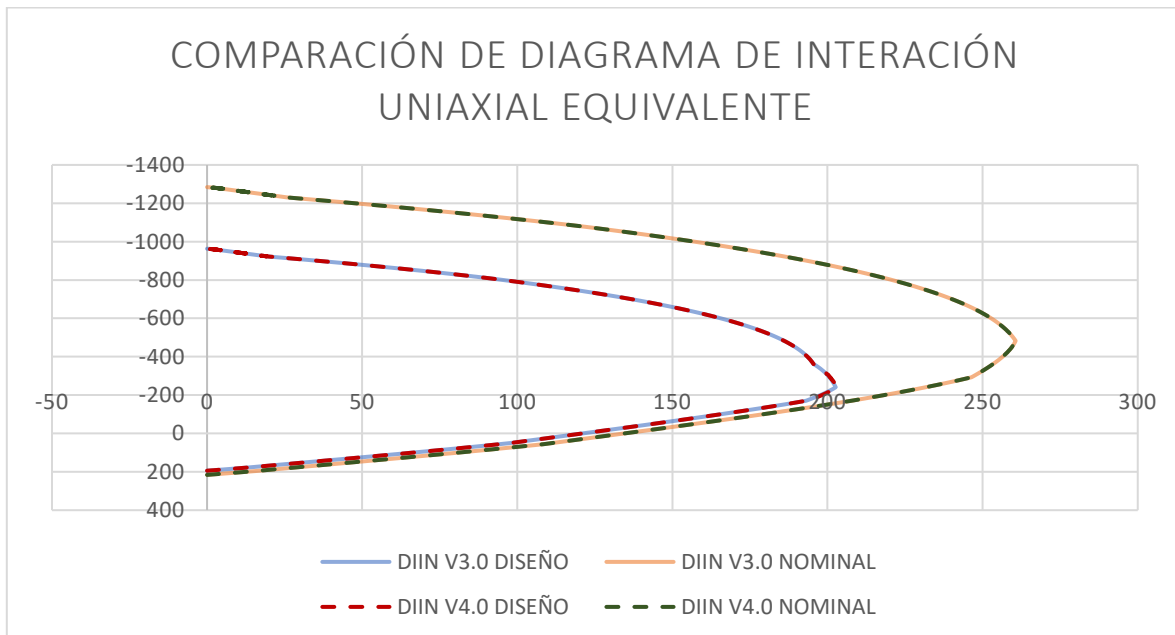


Figura 4.20 Comparativa de diagramas de interacción uniaxial equivalente ejemplo 4

Columna 5: Columna rectangular en sistema m.k.s. con ACI-318-14 con combinaciones de carga.

Tabla 4.9 Datos ejemplo 5

Sistema de unidad	h, b y rec (cm)	Código	ϕ Zona frágil	ϕ Zona dúctil	f'c (kg/cm2)	fy (kg/cm2)	Armado
Sistema m.k.s.	h=55 b=35 rec=5	ACI-318-14	0.65	0.9	250	4200	Barras esquina: 4#8 Barras de borde:6#6 X: 4 lechos Y: 3 lechos

Tabla 4.8 Combinaciones de carga ejemplo 5

Pu (Tonf)	Mux (Tonf-m)	Muy (Tonf-m)
-35	15	15
-80	0	25
-70	30	0
-100	0	0

	ϕP_n	Ratio %
1	-41.92	83.50
2	-81.78	97.82
3	-96.40	72.61
4	-294.33	33.98

	ϕP_n	Ratio
1	-42.0	0.83
2	-81.8	0.98
3	-96.6	0.72
4	-294.3	0.34

Figura 4.21 Comparativa DIIN V4.0 VS DIIN V3.0 de resultados de carga nominal de diseño para las combinaciones ejemplo 5

RESULTADOS DEL DIAGRAMA DE INTERACCION PZ-MX							
Zonas	Tonf	Tonf-m	Tonf	Tonf-m	cm		
	ϕP_n	ϕM_n	P_n	M_n	ϵt	c	ϕ
Compresión Pura	-294.33	0.00	-566.02	0.00	-0.0012	82.50	0.52
Tensión Pura	141.26	0.00	156.95	0.00	1.5000e+03	0.00	0.90
Flexión Pura	-0.01	32.21	-0.01	35.78	0.0120	10.02	0.90
Falla Balanceada	-123.75	34.93	-190.38	53.74	0.0021	29.41	0.65
$\epsilon t_y + 0.003$	-83.08	44.38	-92.31	49.32	0.0050	18.75	0.90
Usuario	-260.92	21.32	-401.41	32.80	0	50.00	0.65

RESULTADOS DEL DIAGRAMA DE INTERACCION PZ-MY							
Zonas	Tonf	Tonf-m	Tonf	Tonf-m	cm		
	ϕP_n	ϕM_n	P_n	M_n	ϵt	c	ϕ
Compresión Pura	-294.33	0.00	-566.02	0.00	-0.0013	52.50	0.52
Tensión Pura	141.26	0.00	156.95	0.00	899.9970	0.00	0.90
Flexión Pura	0.00	18.95	0.00	21.05	0.0105	6.69	0.90
Falla Balanceada	-114.14	22.20	-175.60	34.16	0.0021	17.65	0.65
$\epsilon t_y + 0.003$	-71.13	26.21	-79.04	29.13	0.0050	11.25	0.90
Usuario	-246.21	14.61	-378.79	22.47	0	30.00	0.65

Figura 4.22 Tablas de resultados ejemplo 5 presentados en DIIN V4.0.

Diagrama de interacción P-M _x							
	ϕP_n	ϕM_n	P_n	M_n	ϵt	c	ϕ
	Tonf	Tonf-m	Tonf	Tonf-m		cm	
Compresión pura	-294.3	0.0	-566.0	0.0	-0.00210	∞	0.52
Tensión pura	141.3	0.0	157.0	0.0	0.00210	0.00	0.90
Flexión pura	0.0	32.2	-0.1	35.8	0.01196	10.03	0.90
Falla balanceada	-123.7	34.9	-190.4	53.7	0.00210	29.41	0.65
Zona 0.005	-83.1	44.4	-92.3	49.3	0.00500	18.75	0.90
Valor usuario	-260.9	21.3	-401.4	32.8	0.00000	50.00	0.65

Diagrama de interacción P-M _y							
	ϕP_n	ϕM_n	P_n	M_n	ϵt	c	ϕ
	Tonf	Tonf-m	Tonf	Tonf-m		cm	
Compresión pura	-294.3	0.0	-566.0	0.0	-0.00210	∞	0.52
Tensión pura	141.3	0.0	157.0	0.0	0.00210	0.00	0.90
Flexión pura	0.0	19.0	0.0	21.1	0.01045	6.69	0.90
Falla balanceada	-114.1	22.2	-175.6	34.2	0.00210	17.65	0.65
Zona 0.005	-71.1	26.2	-79.0	29.1	0.00500	11.25	0.90
Valor usuario	-246.2	14.6	-378.8	22.5	0.00000	30.00	0.65

Figura 4.23 Tablas de resultados ejemplo 5 presentados en DIIN V3.0.

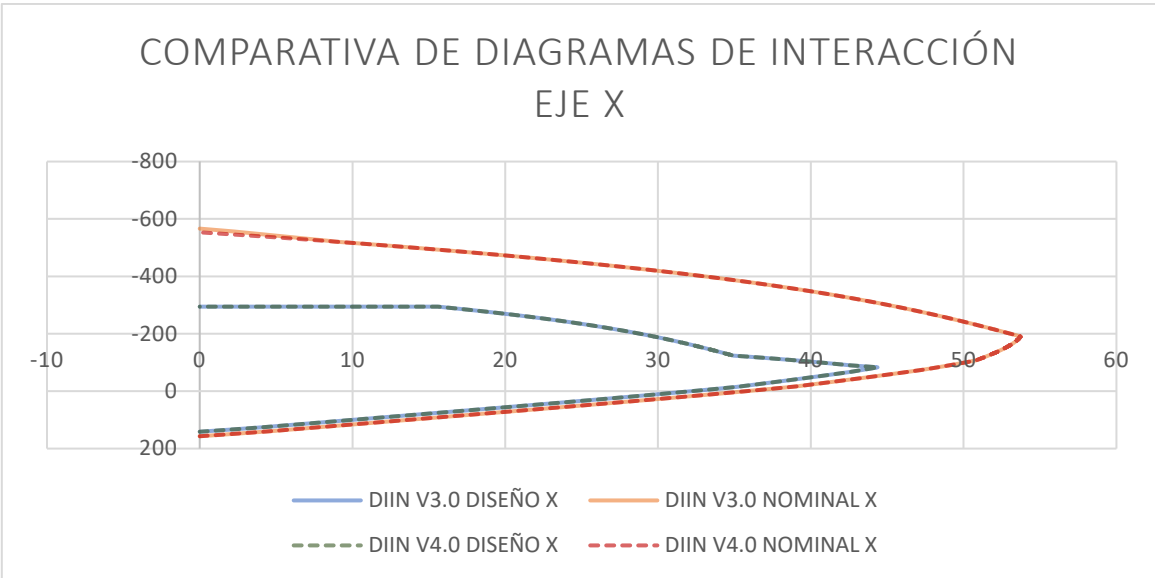


Figura 4.24 Comparativa de diagramas de interacción con el eje X ejemplo 5

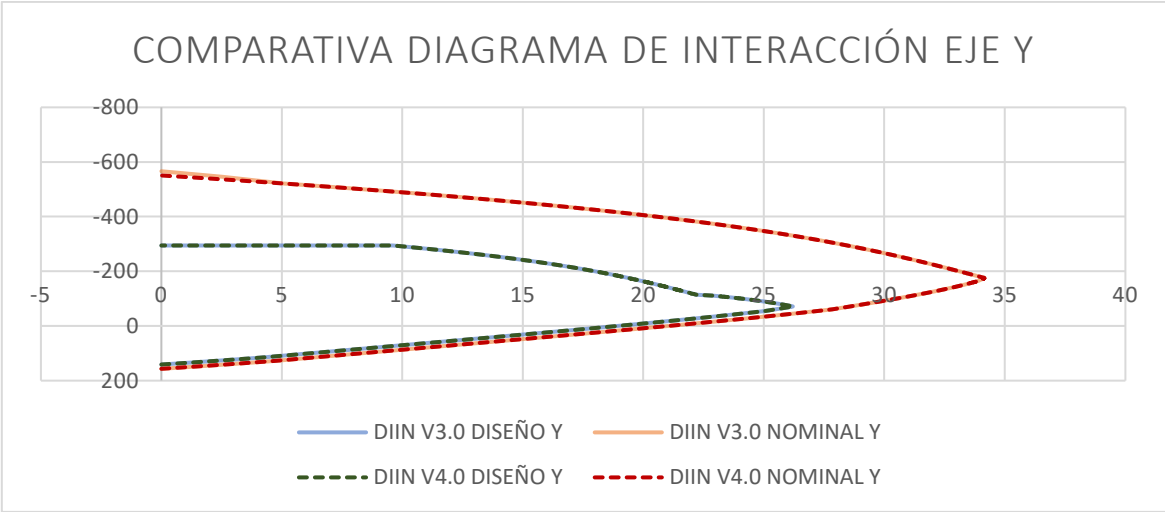


Figura 4.25 Comparativa de diagramas de interacción con el eje Y ejemplo 5

CONCLUSIONES

El presente documento atiende el problema del proceso tardado para el desarrollo de diagramas de interacción de forma manual en la clase de concreto reforzado, los escasos ejemplos vistos en clase, el poco tiempo que se dedica al estudio de la normativa vigente para estructuras de concreto reforzado, así como el hecho de adquirir un paquete de software para el cálculo y diseño de estructuras que por lo general son de muy alto costo aunado a las constantes actualizaciones que cada año deberán de anexar debido a los cambios o ajustes en las normativas.

En este sentido, el software DIIN utilizando la metodología conforme los códigos ACI-318-19 y ACI-318-14, así como de las NTC-2017 y NTC-2004, se muestra como una herramienta didáctica capaz de atender dicha problemática, dado que los tiempos para el proceso de elaboración de diagramas de interacción se reducen significativamente en contraste de la elaboración manual, por lo que permite el desarrollo de más ejercicios de ejemplo, con mayor grado de complejidad y con distintas configuraciones en el armado o las dimensiones de la sección transversal. Asimismo, existe la posibilidad de hacer comparaciones entre las normativas vigentes más utilizadas en el país, con sus consideraciones para el diseño, lo cual permite reflexionar sobre los cambios en la dirección o la filosofía tomada en materia de seguridad estructural.

Con respecto a los softwares comerciales, DIIN no tiene la capacidad de desarrollar las funciones conjuntas que éstos realizan en materia de análisis y diseño, sin embargo, en la práctica un ingeniero con conocimientos bien cimentados podrá utilizar sin problemas el software DIIN y diseñar columnas de concreto reforzado, esto debido que como fue visto en el capítulo de resultados, el software tiene suficiente precisión en comparación con el software comercial SAP2000.

La validación de DIIN V4.0 con respecto a DIIN V3.0, arroja los mismos resultados, por lo que la precisión no es afectada, asimismo son respetadas sus características y en parte la configuración para que el usuario se encuentre familiarizado con la interfaz.

Como características adicionales se logró la realizar la función de cambio automático de unidades, determinar los momentos que se utilizados para un diseño por capacidad, así como también la función de incremento de f_y (25% o lo que el usuario proponga) esto para contemplar el aumento de esfuerzos debidos a la respuesta inelástica, incluyendo endurecimiento por deformación que puedan ocurrir en vigas de pórticos especiales a momento tal como lo describe el código ACI-318-19 en el capítulo 18 denominado estructuras sismorresistentes.

Cabe mencionar que para un análisis más riguroso y que es la dirección que tomará en el futuro el software DIIN, es la elaboración de diagramas de interacción en 3 dimensiones, por lo que el migrar el software al lenguaje de programación de Matlab, servirá como punto de partida para lograrlo

BIBLIOGRAFÍA

- ACI. (2015). The Reinforced Concrete Design Handbook Column Interaction Diagram Spreadsheet. *software*.
- ACI. (2019). Estados Unidos: American Concrete Institute: Farmington Hill.
- ACI. (2014). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318SUS-14)*. Estados Unidos: Farmington Hill.
- Aguirre Sosapanta, C. E. (2008). Análisis técnico-económico entre proyectos de construcción de estructura metálica y hormigón armado para edificios (Bachelor's thesis, QUITO/EPN/2008).
- Bresler, B. (1961). *Design Criteria for Reinforced Columns under Axial Load and Biaxial Bending*. Detroit: American Concrete Institute.
- Carillo, M., & Serrano, R. (2004). Programa interactivo para el dimensionamiento de columnas de concreto reforzado. *Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural*, 7.
- Castillo, M., Candia, F., Navarrete, M., & Marcelo, D. (2019). Software DIIN V 1.0, una alternativa confiable al graficar diagramas de interacción. *Ingeniería TI*, 14.
- Delgado, S. &. (2014). *Concreto armado temas especiales*. Maracaibo: Astro Data S.A.
- Federal, D. (2004). Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de Concreto. *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, 101.
- Furlong, R., Thomas, C., & T.Mirza, A. (2004). Analysis and Design of Concrete Columns for Biaxial Bendig. *ACI structural journal*, 11.
- González, O. (2017). DID. *Software*. UAM, Ciudad de México.
- Gonzalez, O., & Robles, F. (2005). *Aspectos fundamentales del concreto reforzado*. Distrito Federal: Limusa.
- Harmsen, T. (2002). *Diseño de estructuras de concreto armado*. Lima, Perú: Fondo editorial de la Pontificia Universidad Católica de Perú.
- López, N. U. (2017). *Análisis no lineal de una junta experimental de columna y vigas de concreto armado-columna de acero para pórticos*. Gaceta Técnica.
- Mc Cormac, J., & Brown, R. (2011). *Diseño de Concreto Reforzado*. New Jersey: Alfaomega.

- México, G. d. (2017). Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto. *Gaceta oficial de la Ciudad de México*, 195.
- Miramontes, D. G. (2004). *NTC y ayudas de diseño digitalizadas para el diseño de estructuras de concreto reforzado*. México: Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, 11.
- Muñoz, D. M. (2019). Diagrama de Interacción de Columnas. *Tesis*. BUAP, Puebla, Pue.
- Nawy, E. (2005). *Reinforced concrete: A Fundamental Approach*. New Jersey: Pearson.
- Nilson, A., & Darwin, D. (1999). *Diseño de estructuras de concreto*. Bogotá: McGRAW-HILL.
- Ortega, J. (2014). *Diseño de estructuras de concreto armado*. Lima: Macro.
- Park, R., & Paulay, T. (1988). *Estructuras de concreto reforzado*. Distrito Federal: Limusa.
- Parker, H., & James, A. (2008). *Diseño simplificado de concreto reforzado*. México, D.F.: LIMUSA.
- Ramírez, S. T., Mendoza, M., Alejandro, H., & Valdés, J. (2012). Diagramas de Interacción para Columnas de sección compuesta. *Sociedad Mexicana de Ingeniería*.

REFERENCIAS ELECTRÓNICAS

- MathWorks. (2020). *MathWorks*. Retrieved from https://la.mathworks.com/help/matlab/learn_matlab/product-description.html
- MATLAB, G. d. (2020). *MathWorks*.