



UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE CUENCA

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA

Comunidad Educativa al Servicio del Pueblo

**UNIDAD ACADÉMICA INGENIERÍA, INDUSTRIA Y
CONSTRUCCIÓN
INGENIERÍA CIVIL**

**ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL EN
PÓRTICOS ESPECIALES Y ORDINARIOS A MOMENTO
USANDO MODELOS NUMÉRICOS.**

**TRABAJO DE TITULACIÓN PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO
DE INGENIERO CIVIL**

AUTORES: BRAVO LEÓN ESTEBAN ANDRÉS.

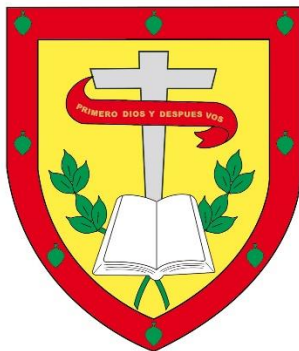
PALCHISACA CAGUANA JOSÉ MANUEL

DIRECTOR: ING. JUAN GABRIEL BARBECHO CHUISACA. MSC

CUENCA - ECUADOR

2022

DIOS, PATRIA, CULTURA Y DESARROLLO



UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA

Comunidad Educativa al Servicio del Pueblo

**UNIDAD ACADÉMICA INGENIERÍA, INDUSTRIA Y
CONSTRUCCIÓN.**

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**“ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL EN PÓRTICOS
ESPECIALES Y ORDINARIOS A MOMENTO USANDO MODELOS
NUMÉRICOS”**

**TRABAJO DE TITULACIÓN PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO
DE INGENIERO CIVIL.**

AUTORES: BRAVO LEÓN ESTEBAN ANDRÉS.

PALCHISACA CAGUANA JOSÉ MANUEL

**DIRECTOR: ING. JUAN GABRIEL BARBECHO CHUISACA. MSC
CUENCA - ECUADOR**

2022

DIOS, PATRIA, CULTURA Y DESARROLLO

Declaratoria de Autoría y Responsabilidad

Esteban Andrés Bravo León y José Manuel Palchisaca Caguana portadores de las cédulas de ciudadanía N° **010517513-7** y **035010478-2**. Declaramos ser autores de la obra: “**Análisis del comportamiento estructural en pórticos especiales y ordinarios a momento usando modelos numéricos**”, sobre la cual nos hacemos responsables sobre las opiniones, versiones e ideas expresadas. Declaramos que la misma ha sido elaborada respetando los derechos de propiedad intelectual de terceros y eximimos a la Universidad Católica de Cuenca sobre cualquier reclamación que pudiera existir al respecto. Declaramos finalmente que nuestra obra ha sido realizada cumpliendo con todos los requisitos legales, éticos y bioéticos de investigación, que la misma no incumple con la normativa nacional e internacional en el área específica de investigación, sobre la que también nos responsabilizamos y eximimos a la Universidad Católica de Cuenca de toda reclamación al respecto.

Cuenca, **31 de enero de 2023**.

F: .....

Esteban Andrés Bravo León
C.I. 010517513-7

F: .....

José Manuel Palchisaca Caguana
C.I. 035010478-2

CERTIFICACION DEL DIRECTOR DE TESIS

Yo, Ing. **Juan Gabriel Barbecho Chuisaca**, con N° 010444592-9 en calidad de director de tesis certifico que el presente trabajo de titulación “**Análisis del comportamiento estructural en pórticos especiales y ordinarios a momento usando modelos numéricos**”, fue ejecutado por los estudiantes **Bravo León Esteban Andrés** y **Palchisaca Caguana José Manuel** bajo mi supervisión.

Cuenca, **31 de enero de 2023**.



.....
Juan Gabriel Barbecho Chuisaca

C.I. 010444592-9

DEDICATORIA

Este proyecto de tesis está principalmente dedicado a Dios por la paciencia y sabiduría que me ha dado para culminar mi formación universitaria, a mis padres por apoyar mis sueños, por creer en mi llamado y por lo que han hecho por mí, por sus sacrificios. Ellos siempre me dan todos los consejos y ánimos para alcanzar mi meta, mis hermanos siempre me ayudan cuando lo necesito y por último todos los que me ayudaron a lograr esta gran meta.

ATT: ESTEBAN BRAVO.

DEDICATORIA

El presente proyecto de titulación va dedicado especialmente a mi Dios por haberme brindado mucha sabiduría en mi carrera universitaria, a mi querida familia, quienes siempre mantuvieron motivándome en los estudios; enseñándome a superar en la vida y finalmente a todas esas personas que han contribuido en la posibilidad de alcanzar este objetivo. A todo ello le dedico este proyecto, porque han fermentado en mí, el deseo de superación y de triunfo en la vida. Espero contar siempre con su apoyo incondicional.

ATT: JOSÉ PALCHISACA

AGRADECIMIENTO

Agradecemos a la Universidad Católica de Cuenca por habernos aceptado ser parte de ella y habernos dado la oportunidad de estudiar la carrera de Ingeniería Civil, además de los diferentes docentes que nos brindaron sus conocimientos, apoyo y ayuda para seguir aprendiendo incluso con las dificultades que aparecían.

Agradecemos también de una manera especial a nuestro tutor de tesis: Ing. Juan Barbecho, por la oportunidad que nos brindó al ofrecernos el tema de tesis y trabajar con el mismo, por los conocimientos impartidos y la paciencia para guiarnos durante el desarrollo del proyecto además de la solución de ciertas problemáticas que surgieron.

¡INFINITAMENTE AGRADECIDOS!

RESUMEN.

El presente proyecto de titulación plantea el análisis de un pórtico de hormigón armado, al que se le asignan diferentes niveles de detallamiento para evaluar su desempeño (especial “SMF” – ordinario “OMF”). El objetivo es evidenciar la diferencia en el comportamiento estructural de ambos pórticos creados a partir de los niveles de detallamiento. Además, se ha planteado generar el análisis del desempeño de los pórticos mediante los asistentes de diseño ETABS y ABAQUS.

Esta comparación permitirá mejorar el entendimiento del comportamiento de estructuras de hormigón ya que se evidenciará de la manera más gráfica posible el desempeño de ambos pórticos. La metodología planteada parte del diseño de ambos pórticos usando las recomendaciones del capítulo 18 de ACI con lo cual se concretará la configuración y refuerzo de ambos pórticos. Posteriormente, se modelará esta configuración en ETABS para evaluar el desempeño de la estructura usando el método de análisis no lineal Pushover. Finalmente, se detallará un modelo de elementos finitos donde mediante el módulo de análisis de daño plástico se representará el desempeño estructural de los pórticos.

Los resultados obtenidos evidencian un comportamiento dúctil en ambos modelos, siendo el SMF, el que mayor ductilidad presenta. Los modelos constitutivos de los materiales son un aspecto muy importante dentro de la modelación numérica de estructuras ya que se debe aproximar lo máximo posible al modelo idealizado. Sin embargo, lograr esa similitud nos lleva a costos computacionales muy altos por lo cual dentro de esta tesis se buscaron plantear equivalencias que no involucren dichos costos.

Palabras clave: análisis por desempeño, Pushover, rótula plástica, elementos finitos, curva de capacidad.

ABSTRACT.

This thesis proposes the analysis of a reinforced concrete portal frame, to which different levels of detailing are assigned to evaluate its performance (special "SMF" - ordinary "OMF"). The aim is to evidence the difference in structural behavior of both frames created from the levels of detail. In addition, it has been considered to analyze the structures' performance using the ETABS and Abaqus design wizards.

This comparison will help to better understand the behavior of concrete structures by showing more graphically the possible behavior of both frames. The proposed methodology is based on the design of both frames using the guidelines of ACI Chapter 18, which will determine the layout and reinforcement of both frames. Subsequently, this setup will be modeled in ETABS to evaluate the structure's performance using the Pushover nonlinear analysis method. Finally, a finite element model will be detailed to represent the structural performance of the frames using the plastic damage analysis module.

The results obtained show a ductile behavior in both models, the SMF being the one with the highest degree of ductility. The constitutive models of the materials are an essential aspect of the numerical modeling of structures since they should be as close as possible to the model. However, reaching this approximation leads to very high computing costs; therefore, we have tried to propose similarities that do not involve such costs in this project.

Keywords: performance analysis, Pushover, plastic spherical plain bearings, finite elements, capacity curve

ÍNDICE

1	Capítulo I: Generalidades.....	1
1.1	Introducción.....	1
1.2	Antecedentes.....	2
1.2.1	Formulación del problema.....	2
1.2.2	Delimitación del problema.....	2
1.3	Objetivos.....	2
1.3.1	Objetivo General.....	2
1.3.2	Objetivos Específicos.....	2
1.4	Justificación.....	3
2	Capítulo II. Marco teórico.....	3
2.1	Características y modelos constitutivos de los materiales.....	3
2.1.1	Acero y acero de refuerzo.....	3
2.1.2	Modelo Hognestad para el hormigón.....	4
2.1.3	Modelo constitutivo de Kent – Park (1971).....	6
2.2	Desempeño sísmico de estructuras.....	7
2.2.1	Diseño basado en fuerzas (DBF).....	7
2.2.2	Espectro elástico de la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-14.....	8
2.2.3	Factor de reducción de resistencia sísmica R.....	8
2.2.4	Límite permisible de la deriva de nivel.....	9

2.3	Capacidad estructural de sistemas a porticados.	10
2.3.1	Rótula plástica.....	10
2.3.2	Desempeño sísmico según la FEMA 440.	10
2.3.3	Análisis estático no lineal incrementando la carga lateral (Pushover).	11
2.3.4	Curva de Capacidad.	12
2.3.5	Desempeño de la estructura.	12
2.4	Pórtico ordinario resistente a momento (OMF)	14
2.4.1	Diseño de vigas de hormigón armado (OMF).	14
2.4.2	Diseño de columna de hormigón armado (OMF).	15
2.4.3	Diseño de nudo en pórticos ordinario resistente a momento (OMF).	15
2.5	Pórticos especiales resistente a momento (SMF).	16
2.5.1	Diseño de vigas de hormigón armado (SMF).	16
2.5.2	Diseño de columna de hormigón armado (SMF).	18
2.5.3	Resistente a cortante.	18
2.5.4	Diseño columna fuerte - viga débil (SMF).	20
2.5.5	Diseño de nudo para pórticos especiales resistentes a momento. (SMF).	21
2.6	Método de los elementos finitos:	22
2.6.1	Configuración de modelamiento.	23
2.6.2	Parámetros de entrada y recursos del software ABAQUS.	24
2.6.3	Parámetros de salida del software ABAQUS.	25

3	Capitulo III. Metodología.....	26
3.1	Configuración de ambos pórticos OMF y SMF.....	26
3.2	Modelación en el software ETABS a los pórticos ordinario resistente a momento (OMF) y especial resistente a momento (SMF).	28
3.2.1	Propiedades de materiales y los elementos.....	28
3.2.2	Carga viva.	30
3.2.3	Carga muerta.	30
3.2.4	Cargas sísmicas.	31
3.2.5	Combinaciones de cargas.....	33
3.2.6	Creación y asignación de las rótulas plásticas.	33
3.3	Consideraciones para la configuración de modelos constitutivos en ABAQUS.	35
3.3.1	Daño plástico del hormigón (Concrete Damage Plasticity).....	36
3.4	Consideraciones para la modelación de la geometría del elemento en ABAQUS.....	39
3.5	Modelación de los pórticos ordinario y especial resistente a momentos en el software ABAQUS.	42
4	Capitulo IV: Análisis y Resultados.	47
4.1	Análisis de los resultados obtenidos en ETABS.	47
4.1.1	Momento-curvatura viga.....	47
4.2	Diagrama de interacción.....	47
4.3	Desempeño del pórtico SMF.....	48

4.4	Rótulas plásticas del pórtico (SMF).....	49
4.5	Análisis de los resultados obtenidos en ABAQUS.	52
4.5.1	Comparación entre las gráficas de fuerza deformación entre ambos tipos de pórticos y del pórtico SMF en los distintos softwares.....	53
5	Conclusiones y Recomendaciones.....	56
	BIBLIOGRAFÍA.....	58

Contenido de tablas.

Tabla 1.	La (ACI, 2019) plantea los siguientes valores referentes a la caracterización del comportamiento mecánico del acero de refuerzo:	4
Tabla 2.	Factor de reducción de resistencia sísmica	9
Tabla 3.	Valores de incremento de deriva máxima, expresados como fracción de la altura de piso	9
Tabla 4.	Síntesis de la filosofía de diseño.	9
Tabla 5.	Sobrecargas de usos.	30
Tabla 6:	Sobrecarga muerta.	30
Tabla 7.	Coefficiente y factores para la creación del espectro de respuesta.	31
Tabla 8.	Combinación de cargas.	33
Tabla 9.	Se muestran los valores de desempeño sísmico en los nudos del pórtico especial resistente a momento.....	49

Contenido de Ilustraciones.

Ilustración 1. Fuerza lateral equivalente a un grado de libertad.....	7
Ilustración 2. Cortante de diseño para columnas.....	19
Ilustración 3. Diseño de nudos (SMF).....	21
Ilustración 4. Representación gráfica de cómo actúa el Método de elementos finitos con la estructuración de los nodos tanto en un elemento sólido, como en uno reticulado con sus respectivos nodos.....	22
Ilustración 5. Creación de la rótula plástica para la viga.....	34
Ilustración 6. Creación de la rótula plástica en la columna.....	34
Ilustración 7. Ventana para configuración del material para el acero, con un modelo bilineal del esfuerzo – deformación.....	35
Ilustración 8. Ventana de configuración para el material de Hormigón, donde se añade los datos de CDP con todos sus parámetros.....	37
Ilustración 9. Ventana con los datos del comportamiento a compresión del hormigón y su respectivo daño a compresión.....	38
Ilustración 10. Ventana con los datos del comportamiento a tensión del hormigón y su respectivo daño a tensión.....	39
Ilustración 11. Ventana para aplicar la sección del elemento modelado.....	40
Ilustración 12. Ventana de configuración para el número de intentos en el análisis.....	40
Ilustración 13. Cuadro de creación para generar el Step de análisis y definir que el mismo es no Lineal.....	41

Contenido de Figuras.

Figura. 1. Diagrama esfuerzo – deformación del acero de refuerzo.....	4
Figura. 2. Curva de relación esfuerzo-deformación del modelo de Hognestad (1951).....	5
Figura. 3. Comportamiento de la curva esfuerzo-deformación de Kent y Park, para hormigón confinado y no confinado.....	6
Figura. 4. Espectro elástico de diseño.....	8
Figura. 5. Localización de las plastificaciones.	10
Figura. 6. Representación gráfica de los estados límites del análisis estático no lineal.	10
Figura. 7. Curva de capacidad del hormigón armado.	12
Figura. 8. Diseño basado en desempeño definidos por el Comité VISION 2000.	13
Figura. 9. Nivel de desempeño sísmico por el Comité Visión 2000 (SEAOC 1995).....	13
Figura. 10. Requerimientos de acero longitudinal por ductilidad.....	14
Figura. 11. Cortante de diseño para vigas y columnas.	16
Figura. 12. Configuración del elemento.	17
Figura. 13. Configuración del elemento.	20
Figura. 14. Detallado del pórtico ordinario resistente a momento (OMF).....	26
Figura. 15. Detallado del pórtico especial resistente a momento (SMF).....	27
Figura. 16. Pórtico especial resistente a momento en el software ETABS, con las secciones definidas.....	28
Figura. 17. Diagrama esfuerzo deformación del acero de refuerzo.....	28
Figura. 18. Diagrama esfuerzo-deformación de hormigón propuesto por el Modelo de Hognestad (1951).....	29
Figura. 19. Espectro análisis dinámico NEC-2015.....	32

Figura. 20. Gráfica del esfuerzo deformación del acero de refuerzo modelo bilineal en ABAQUS.	36
Figura. 21. Gráfica del comportamiento a compresión del hormigón con su respectivo daño plástico.	37
Figura. 22. Modelos generados en la herramienta Parts de estribos y columna – viga.	42
Figura. 23. Elementos a los que se añadieron los materiales correspondientes.	43
Figura. 24. Armado del pórtico con los elementos de Viga y Columna.	43
Figura. 25. Armado de la estructura en ABAQUS.	44
Figura. 26. Visualización de la interacción unión viga-columna y del armado con el pórtico... ..	45
Figura. 27. Momento-curvatura viga del pórtico SMF.	47
Figura. 28. Diagrama de interacción de las columnas, del pórtico SMF.	48
Figura. 29. Desempeño del pórtico SMF.	48
Figura. 30. Comportamiento del pórtico SMF, donde se muestran las rótulas plásticas.	50
Figura. 31. Comportamiento de la Rótula B1H1 en los pasos importantes que produce el desempeño sísmico.	51
Figura. 32. Comportamiento de la Rótula B1H2 en los pasos importantes que produce el desempeño sísmico.	51
Figura. 33. Representación del daño por agrietamiento del pórtico OMF.	52
Figura. 34. Representación del daño por agrietamiento del pórtico SMF.	52
Figura. 35. Comparativa de gráficas fuerza – deformación entre pórtico SMF y pórtico OMF.	54
Figura. 36. Gráfica de esfuerzo – deformación para comparación entre las curvas de ETABS y ABAQUS.	55

Listado de Simbología.

- A_h Área total de refuerzo para cortante paralelo al refuerzo principal de tracción en una ménsula o cartela, mm^2
- A_g Área bruta de la sección de hormigón, mm^2 . Para una sección con vacíos, A_g es el área del hormigón solo y no incluye el área de los vacíos
- A_s Área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción, mm^2
- A_c Área del núcleo de la columna.
- A_{sc} Área del acero de confinamiento.
- a Profundidad del bloque rectangular equivalente de esfuerzos (mm).
- b Ancho de la cara en compresión del miembro, mm
- b_c Ancho de la sección.
- c_1 Dimensión de una columna rectangular o rectangular equivalente, de un capitel o de una ménsula, medida en la dirección de la luz para la cual se determinan los momentos, mm
- c Distancia medida desde la fibra extrema en compresión al eje neutro (mm), calculada para la carga axial factorizada y el momento nominal, consistentes con el desplazamiento de diseño δ_u resultando en la mayor profundidad del eje neutro.
- D Carga permanente, carga muerta (peso propio)
- d Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción, mm
- d' Distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del refuerzo longitudinal en compresión, mm
- d_{agg} Tamaño nominal máximo del agregado grueso, mm
- E_c módulo de elasticidad del hormigón, MPa

E_{cb}	Módulo de elasticidad del hormigón de la viga, MPa
E_s	Módulo de elasticidad del acero de refuerzo y el acero estructural; $E_s = 200000$ MPa
E	Efectos de las fuerzas horizontales y verticales inducidas por el sismo
f_{cc}	Esfuerzo máximo de compresión del hormigón.
$f'c$	Resistencia a la compresión del hormigón (MPa)
f_y	Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo (MPa)
h	Espesor total o altura de un miembro, mm
L	Sobrecarga (carga viva)
L_p	longitud plástica.
l	luz de la viga o losa en una dirección; proyección libre del voladizo, mm
l_b	Longitud total del acero de confinamiento.
l_u	longitud sin soporte lateral de una columna o muro, mm
M_n	Resistencia nominal a flexión en la sección, N·mm
	Resistencia probable a la flexión de los miembros, con o sin carga axial, determinada usando las propiedades de los miembros en las caras de los nudos suponiendo un esfuerzo en tracción para las barras longitudinales de al menos $1.25 \cdot f_y$, y un factor de
M_{pr}	reducción de la resistencia ϕ de 1.0, N·mm
M_u	Momento resistente a flexión.
M_y	Momento de fluencia.
s	Separación entre los estribos.
S_{DS}	Parámetro de respuesta de aceleración espectral para períodos cortos, con 5 por ciento de amortiguamiento, determinado de acuerdo con el reglamento general de construcción
R	Factor de reducción de resistencia sísmica.

- R_o Factor de reducción sísmica inicial.
- rec_n Recubrimiento especificado para miembros de hormigón construidos en sitio, expuesto a la intemperie.
- V_u Esfuerzo máximo de cortante de dos direcciones mayorado calculado alrededor del perímetro de una sección crítica dada, MPa
- V Fuerza cortante basal.
- w_c Densidad, peso unitario, del hormigón de peso normal o densidad de equilibrio del hormigón liviano, kg/m^3
- ε_0 Deformación del hormigón para el esfuerzo máximos.
- ε_t Deformación unitaria neta en tracción en el acero longitudinal extremo en tracción, en el estado de resistencia nominal, excluyendo las deformaciones unitarias causadas por preesfuerzo efectivo, flujo plástico, retracción de fraguado, y variación de temperatura
- ε_{tc} valor de la deformación unitaria neta en tracción en el acero longitudinal extremo en tracción, usado para definir una sección controlada por compresión
- ε_{cu} Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de hormigón a compresión
- μ_{cu} Relación de poisson's del hormigón.
- ρ Cuantía del refuerzo A_g evaluada sobre el área bd
- ρ' Cuantía del refuerzo A'_g evaluada sobre el área bd
- ρ_{sc} Relación entre el volumen de acero confinante (estribos) y el volumen de concreto confinado.
- λ Factor de modificación que tiene en cuenta las propiedades mecánicas reducidas del hormigón de peso liviano, relativa a los hormigones de peso normal de igual resistencia a la compresión

- ϕ factor de reducción de resistencia
- ϕ_p Coeficiente asociado a la geometría en planta.
- ϕ_e Coeficiente asociado a la geometría en elevación.
- μ_{ty} Relación de poisson's de acero de refuerzo
- Ω_o Factor de amplificación para tener en cuenta la sobre resistencia del sistema de resistencia sísmica determinado de acuerdo con lo establecido en el reglamento general de construcción
- β_1 Factor que relaciona la profundidad de bloque rectangular equivalente de esfuerzos de compresión con la profundidad del eje neutro.
- μ Poisson

1 CAPÍTULO I: GENERALIDADES.

1.1 Introducción.

El diseño sismorresistente de edificaciones de hormigón armado busca como filosofía fundamental la generación de estructuras económicas y de resistencias adecuadas. El diseño por desempeño de estructuras es la alternativa usada actualmente, esta alternativa plantea que el sismo no debe ser resistido al 100% por las fuerzas que derivan de los desplazamientos, sino que más bien permite el desplazamiento de la estructura de manera que la energía del sismo sea disipada por el desplazamiento de la estructura.

El desplazamiento de la estructura debe lograrse sin comprometer la estabilidad de la estructura, es por ello que todo el daño debido al desplazamiento se concentra en elementos que admitan grandes deformaciones. Estos elementos se conocerán como rotulas plásticas. La capacidad de deformación de las rotulas plásticas se cuantifica por un parámetro llamado ductilidad, esta ductilidad se la asocia a los sistemas estructurales mediante el parámetro de reducción de la fuerza sísmica “R”. Es decir que el parámetro R está estrechamente relacionado a la capacidad de deformación que tengan los sistemas estructurales, definiendo de esta manera sistemas que tienen una gran capacidad de deformación SMF y otros que tienen una capacidad limitada OMF. Esta investigación se enfoca en exponer 2 tipos de pórticos con diferente consideración de diseño donde los tipos son, un pórtico ordinario a momento (OMF) y un pórtico especial a momento (SMF).

El pórtico especial a momento es diseñado con la asignación de rótulas plásticas y considerando el criterio columna fuerte – viga débil. El diseño del pórtico SMF debe considerar todos los criterios de la norma ACI 318-19 en el capítulo 18.6 mientras que el pórtico OMF conserva la geometría del diseño anterior, pero cambia las consideraciones del acero de refuerzo.

Estos sistemas aporticados serán modelados en los softwares ETABS y ABAQUS con la finalidad de tener un contraste de los resultados y entendimiento del comportamiento ambos pórticos, mediante la construcción de la curva de capacidad.

1.2 Antecedentes.

1.2.1 Formulación del problema.

Las conexiones de los pórticos definen el comportamiento de la estructura. Según el diseño de estas conexiones, la deformación y resistencia puede aumentar o disminuir. El problema planteado en la presente investigación es identificar hasta cuanto puede deformarse la estructura antes de llegar a su estado de fracaso, es decir construir la curva de capacidad de las estructuras.

1.2.2 Delimitación del problema.

En el alcance de nuestro proyecto, se debe caracterizar el comportamiento de los pórticos a través de la curva fuerza – deformación (curva de capacidad), estas curvas de desempeño serán obtenidas mediante los softwares ETABS y ABAQUS.

1.3 Objetivos.

1.3.1 Objetivo General.

Analizar el comportamiento de pórticos de hormigón armado con diferentes concepciones (SMF-OMF) mediante modelos numéricos.

1.3.2 Objetivos Específicos.

- Diseñar un pórtico de hormigón (bajo cargas horizontales) considerando un pórtico del nivel inferior de un edificio de 5 pisos.
- Proveer de consideraciones de diseño como pórtico SMF y OMF (acorde a la normativa ACI)
- Modelar el pórtico con conexión especial y el ordinario en el software ABAQUS.

- Realizar el análisis tenso-deformacional mediante elementos finitos a ambos pórticos en el programa ABAQUS.

1.4 Justificación.

El análisis del comportamiento de las estructuras tradicionalmente se ha realizado a través de planteamientos analíticos que consideran las teorías del comportamiento elástico de las estructuras. Sin embargo, la ACI 318 en su versión del 2019 habilita en el capítulo 6 el uso de modelos de elementos finitos para el análisis de las estructuras. Por ello y debido a que el análisis por elementos finitos es mucho más gráfico se ha planteado esta investigación para lograr entender de mejor manera el comportamiento de las estructuras de hormigón armado.

2 CAPITULO II. MARCO TEÓRICO.

2.1 Características y modelos constitutivos de los materiales.

2.1.1 Acero y acero de refuerzo.

El acero está compuesto de un 98% de hierro y un 2% de carbono, además está constituida por otros elementos que se encuentran en la naturaleza como Cromo o Níquel, el material reacciona con facilidad al oxígeno del ambiente para formar óxido de hierro. (McCormac, 2013)

El acero de refuerzo es un material importante para la construcción como un refuerzo estructural y todas las obras que requieran de este tipo de refuerzo. Por su importancia la misma debe ser comprobada y estudiada a calidad. El acero de refuerzo va en su totalidad embebido en el hormigón. (McCormac, 2013)

2.1.1.1 Propiedades mecánicas del acero de refuerzo.

En la tabla 1 se muestra las propiedades mecánicas del acero de refuerzo.

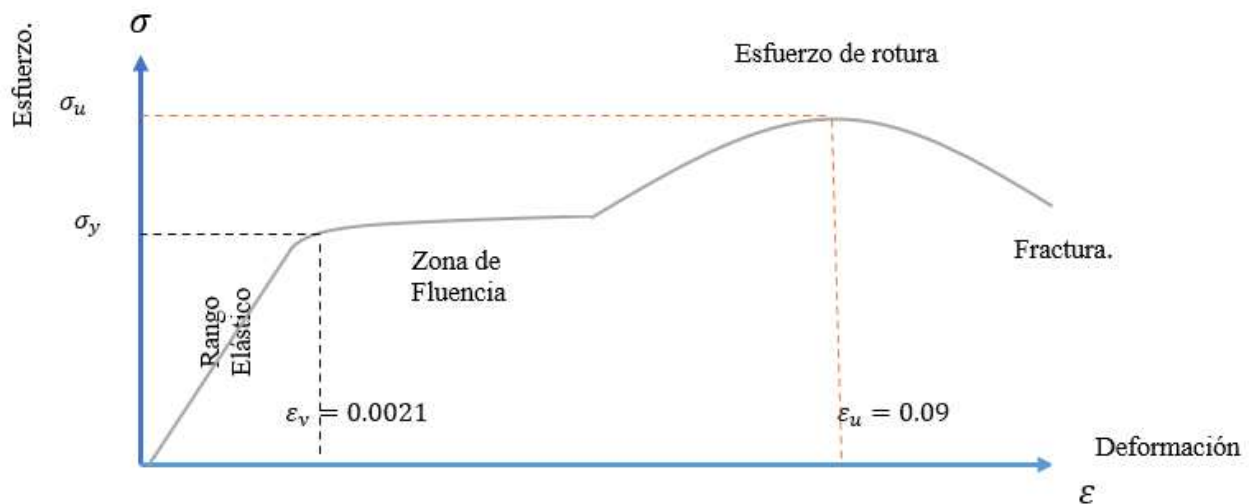
Tabla 1. La (ACI, 2019) plantea los siguientes valores referentes a la caracterización del comportamiento mecánico del acero de refuerzo:

Descripción.	Cantidad	Unidades
Esfuerzo de fluencia. f_y	420	MPa
Módulo de Elasticidad. E_s	200000	MPa
Deformación unitaria. ϵ_{ty}	0.0021	
Poisson μ	0.3	

Nota. Adoptado de la normativa, ACI, 2019.

En el siguiente diagrama, se presenta la curva esfuerzo – deformación del acero de refuerzo.

Figura. 1. Diagrama esfuerzo – deformación del acero de refuerzo.



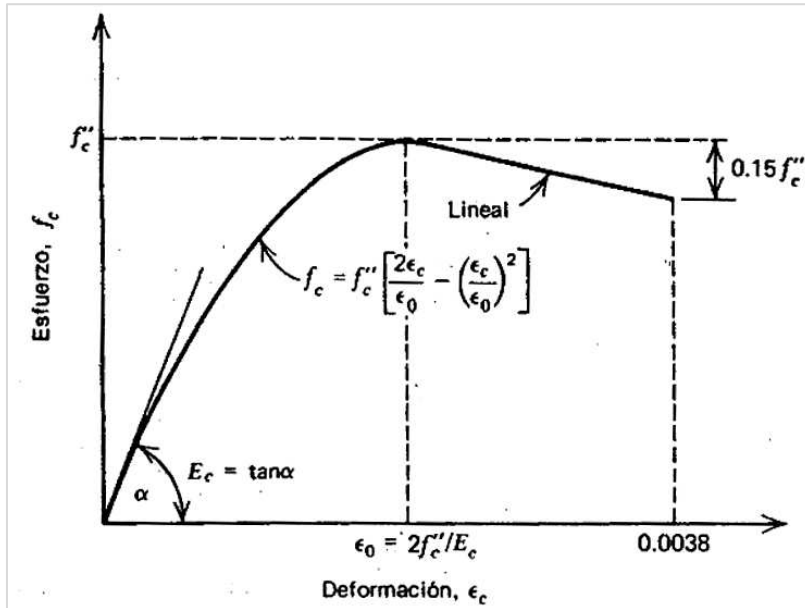
Nota. Esta curva esfuerzo – deformación idealiza el comportamiento del acero de refuerzo en diferentes rangos. Realizado por los autores.

2.1.2 Modelo Hognestad para el hormigón.

El modelo de Hognestad en el año de 1951 se basó en investigaciones experimentales que propusieron el modelo esfuerzo-deformación del hormigón a compresión. (Moreno Piza, 2017)

La curva esfuerzo-deformación de Hognestad tiene puntos característicos, comienza con una parábola invertida en el origen y que tiene un vértice en las coordenadas (ϵ_0, f'_c) , donde el valor de ϵ_0 se considera como 0.0038. (Moreno Piza, 2017)

Figura. 2. Curva de relación esfuerzo-deformación del modelo de Hognestad (1951).



Nota. Tomado del libro *Estructuras de concreto reforzado* (p. 16), por Park y Paulay, 1978, Limusa.

Hognestad propone utilizar la ecuación (1).

$$f_{cc} = 0.85 * f'_c \quad (1)$$

La ecuación de la parábola es la siguiente:

$$f_c = f'_{cc} * \left(\frac{2*\epsilon_c}{\epsilon_0} - \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_0} \right)^2 \right) ; \quad 0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_0 \quad (2)$$

Llegando al vértice donde el valor del esfuerzo del hormigón f'_c es el máximo y la deformación ϵ tiende a un valor de 0.002, la curva se convierte en una línea recta de pendiente negativa que se define por la ecuación 3. (Moreno Piza, 2017)

$$f_c = f'_{cc} \left(1 - 0.15 * \left(\frac{\epsilon_c - \epsilon_0}{\epsilon_u - \epsilon_0} \right)^2 \right) ; \quad \epsilon_c \geq \epsilon_0 \quad (3)$$

Según el modelo de Hognestad la deformación por ruptura se da para un valor de $\varepsilon_u = 0.0038$ y un esfuerzo del $0.85 * f'_c$ como se muestra en la curva característica de resistencia del hormigón según Hognestad. (Moreno Piza, 2017)

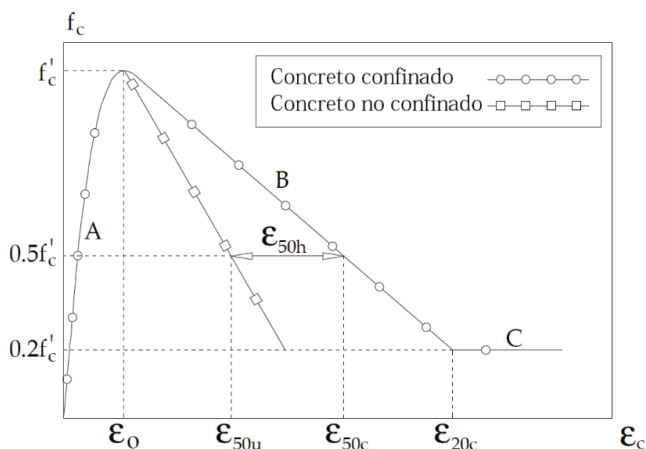
2.1.3 Modelo constitutivo de Kent – Park (1971).

El comportamiento del modelo de Kent y Park (1971) es para hormigón confinado y no confinado.

La curva de esfuerzo-deformación de este modelo está formada por tres tramos (A, B y C) tal como se muestra en la figura 3. En el tramo A ($0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_0$), la forma de la curva se asemeja a la curva del hormigón simple propuesto por Hognestad (1951). Este tramo se define con la ecuación (2).

La cual se idealiza como una parábola de segundo grado, (Moreno Piza, 2017, pág. 14)

Figura. 3. Comportamiento de la curva esfuerzo-deformación de Kent y Park, para hormigón confinado y no confinado.



Nota. En esta gráfica se empleó el modelo constitutivo parabólico de Kent y Park (1971), para hormigón confinado y no confinado. Tomado de la tesis *Efecto de las fibras de acero sobre el confinamiento de columnas de concreto*. (p. 14), por N. M. Piza, 2017.

El tramo B ($\varepsilon_0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{20c}$) define por la ecuación (4). Este tramo se idealiza por una recta que inicia cuando el concreto alcanza su resistencia máxima y concluye cuando la resistencia se ha degradado en 80% ($f_c = 0.20f'_c$). (Moreno Piza, 2017)

$$f_c = f'_c * (1 - Z(\varepsilon_c - \varepsilon_0)) ; \varepsilon_0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{20c} \quad (4)$$

Se calculan mediante las ecuaciones. (5) a (8), individualmente.

$$Z = \frac{1}{2(\varepsilon_{50u} + \varepsilon_{50h} - \varepsilon_0)} \quad (5)$$

$$\varepsilon_{50u} = \frac{3 + \varepsilon_0 * f'_c}{f'_c - 1000} \quad (6)$$

$$\varepsilon_{50h} = \frac{3}{4} * \rho_{sc} * \sqrt{\frac{b_c}{s}} \quad (7)$$

$$\rho_{sc} = \frac{l_b * A_{sc}}{s * A_c} \quad (8)$$

En tramo C se idealiza como una recta donde el hormigón podría seguir deformaciones ε_{20c} , pero no podrá tomar más esfuerzos. Define con la ecuación (9). (Moreno Piza, 2017, pág. 14)

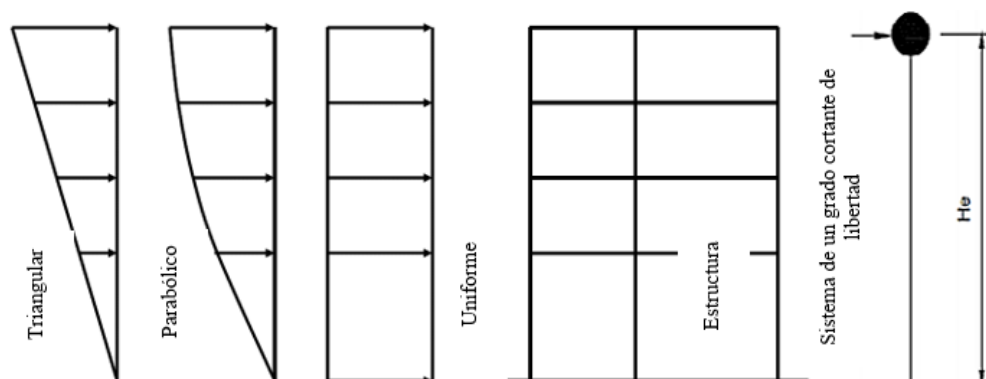
$$f_c = 0.20 * f'_c ; \varepsilon_c \leq \varepsilon_{20c} \quad (9)$$

2.2 Desempeño sísmico de estructuras.

2.2.1 Diseño basado en fuerzas (DBF).

Las estructuras deben diseñarse para resistir fuerzas sísmicas resultantes de las combinaciones de las fuerzas laterales actuantes. El diseño basado en fuerzas utiliza factores de reducción de resistencia para controlar el daño de la estructura. Las acciones sísmicas son distribuidas en función de la rigidez inicial de la estructura y su distribución es similar al modo de vibración fundamental.

Ilustración 1. Fuerza lateral equivalente a un grado de libertad.

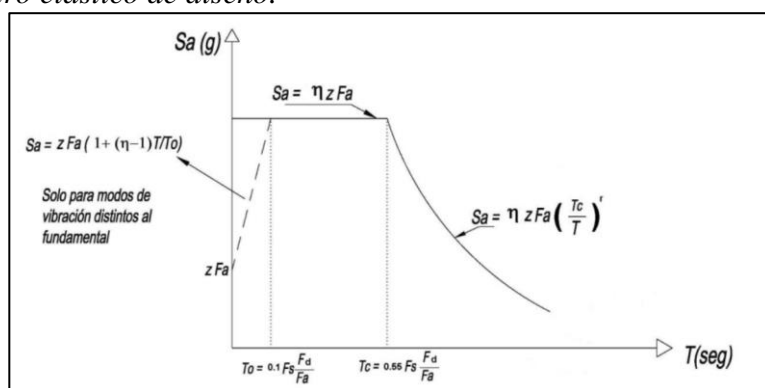


Nota. Patrones de cargas para pushover. Tomado de *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*. (p. 4), por FEMA 440. 2005.

2.2.2 Espectro elástico de la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-14.

El espectro de respuesta elástica para la aceleración (S_a) se expresa como una fracción de la aceleración gravitacional en el nivel del sismo de diseño. El análisis se realiza de acuerdo a la zona sísmica (Z). El tipo de suelo del sitio donde se ubica la estructura y el valor del factor de magnificación del suelo considerado (F_a , F_d y F_s , respectivamente) son las variables utilizadas en la ecuación de aceleración espectral, como se muestra en la Figura 4, para generar el espectro. (NEC-SE-DS, 2014)

Figura. 4. Espectro elástico de diseño.



Nota. Tomado de *Cargas sísmica diseño sismo resistente* (p. 33) por NEC-SE-DS. 2014.

Las variables del espectro elástico de aceleraciones se encuentran definidas en la Normativa Ecuatoriana de la Construcción de diseño sismo resistente. (NEC-SE-DS, 2014)

2.2.3 Factor de reducción de resistencia sísmica R .

El factor R permite que las fuerzas sísmicas de una estructura se reducen, si la estructura y sus miembros están diseñados para desarrollar mecanismos de falla predecibles y tienen suficiente ductilidad donde el daño se concentra en secciones muy detalladas para actuar como rótulas plásticas. (NEC-SE-DS, 2014)

El uso del factor R asume que la estructura excederá su rango elástico y disipará energía de manera estable, para lo cual debe ser lo suficientemente dúctil. En la tabla 2, se muestra el factor que depende de la tipología estructural. (NEC-SE-DS, 2014)

$$R = \phi_e * \phi_p * R_o \quad (10)$$

Tabla 2. Factor de reducción de resistencia sísmica

<i>Pórticos resistentes a momentos</i>	R_o
<i>Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.</i>	8

Nota. Tomado de la normativa NEC, ASCE 7-10. El valor es usado en ambos diseños del pórtico debido a que se ocupa un mismo diseño en pórticos especiales, pero al considerar un mal uso o disposición en los aceros de refuerzo como un mal diseño del pórtico especial se le considera como pórtico ordinario.

2.2.4 Límite permisible de la deriva de nivel.

La deriva máxima de cualquier piso no deberá exceder el límite de deflexión inelástica especificado en la norma NEC-SE-DS, donde la deflexión máxima se expresa como un porcentaje de la altura del piso. (NEC-SE-DS, 2014)

Tabla 3. Valores de incremento de deriva máxima, expresados como fracción de la altura de piso

Estructuras de:	Δ_M máxima (sin unidad)
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

Nota. límites de deriva inelástica, tomado de la norma NEC-SE-DS, 2015, pág. 40.

En la Tabla 4, sintetiza la filosofía de diseño sísmico de nivel de desempeño estructural.

Tabla 4. Síntesis de la filosofía de diseño.

Nivel de desempeño estructural	Elementos estructurales	Elementos estructurales no	Tasa anual de excedencia.
Servicio	Ningún daño	Ningún daño	0.023
Daño	Ningún daño	Daños	0.01389
Colapso	Cierto grado de daño	Daños considerables	0.00211

Nota. límites de deriva inelástica, tomado de la norma NEC-SE-DS, 2015, pág. 40.

2.3 Capacidad estructural de sistemas a porticados.

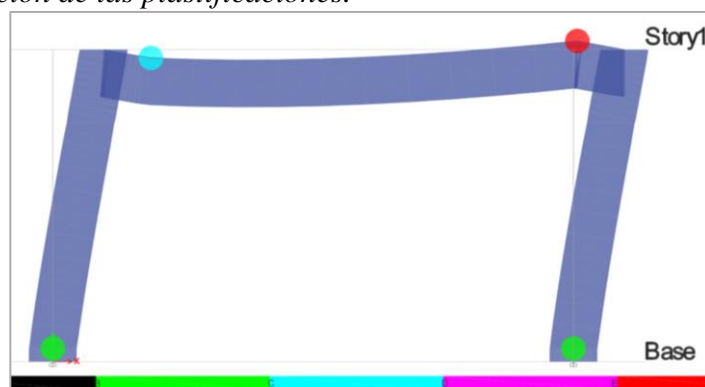
2.3.1 Rótula plástica

Las articulaciones plásticas se definen como la zona específica del elemento estructural para disipar la energía sísmica. Las rotulas plásticas se forman en vigas como en columnas, aparece las rótulas en las vigas primero (filosofía columna fuerte–viga débil), es decir, el diseño que se realiza es controlar la formación de rótulas plásticas en la viga. (García Núñez, 2018)

La longitud plástica, L_p , determina la zona específica donde aparecen las rotaciones y crecen con rapidez. Como indica la ecuación (5): (García Núñez, 2018)

$$L_p = \frac{M_u - M_y}{v} \quad (11)$$

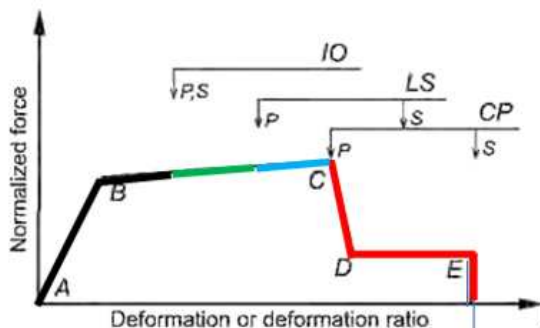
Figura. 5. Localización de las plastificaciones.



Nota. Realizado por los autores.

2.3.2 Desempeño sísmico según la FEMA 440.

Figura. 6. Representación gráfica de los estados límites del análisis estático no lineal.



Nota. Tomado de ASCE, 2017, (p. 81)

IO: nivel operacional inmediato. – En otras palabras, cuando se alcanza este límite, hay poco o ningún daño a la estructura, por lo que la estructura se puede ocupar de inmediato sin temor o riesgo de pérdida de vidas; se indica con un punto verde en la estructura, véase figura 6. (ASCE, 2017)

LS: nivel de seguridad de vida. – En este contexto, se supone que existe daño en la estructura, pero para ocupar es necesario realizar reparaciones en sus elementos, principalmente no estructurales. Esta restricción se indica con un punto azul en la estructura analizada, véase figura 6. (ASCE, 2017)

CP: nivel de prevención de colapso. – En la medida en que una estructura sufre un daño catastrófico (Kim, 2010), la estructura no colapse, pero no puede reutilizarse. Esta restricción se indica mediante un punto rojo en la estructura, véase figura 6. (ASCE, 2017)

2.3.3 *Análisis estático no lineal incrementando la carga lateral (Pushover).*

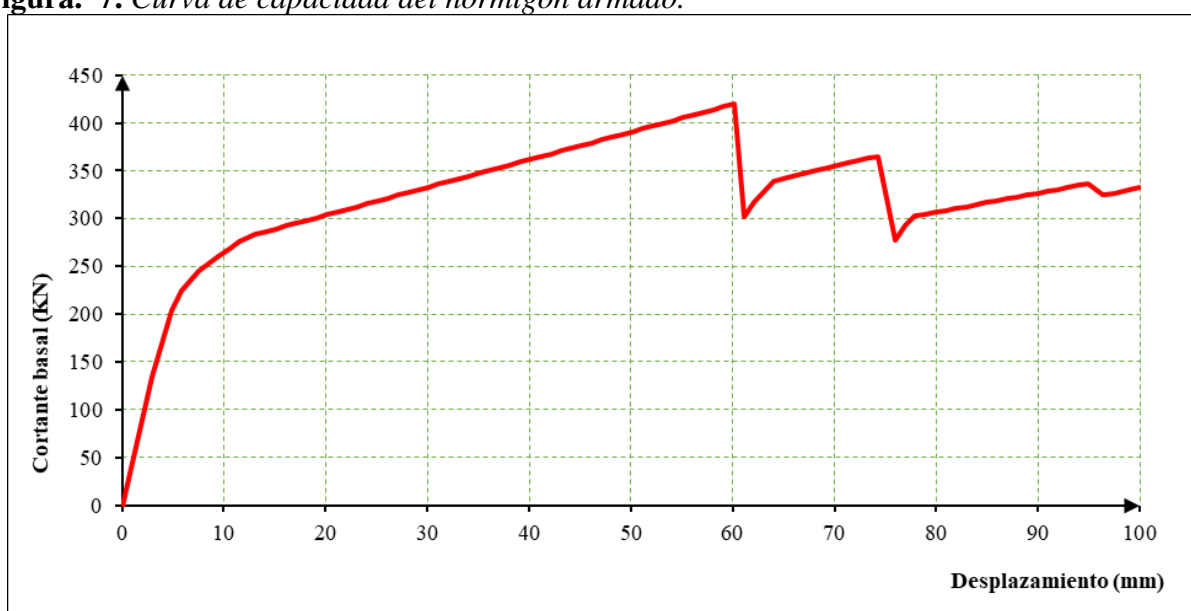
El análisis no lineal Pushover, implica el colapso de un modelo previamente desarrollado para el cual se conocen los detalles del refuerzo; esto se logra aplicando un modelo de carga lateral y una carga de campo constante que actúa en la misma dirección axial hasta que falla la estructura. El análisis Pushover nos brinda la posibilidad de evaluar el desempeño esperado de la estructura, para

la representación del análisis de la curva de capacidad se estima la fuerza cortante basal y el desplazamiento en la estructura. (FEMA 440, 2005)

2.3.4 Curva de Capacidad.

Esquema que ilustra el proceso mediante el cual se utiliza el método de coeficiente de modificación de desplazamiento según,(FEMA 356, 2000), para estimar el desplazamiento objetivo para un espectro de respuesta y un período efectivo determinados.

Figura. 7. Curva de capacidad del hormigón armado.



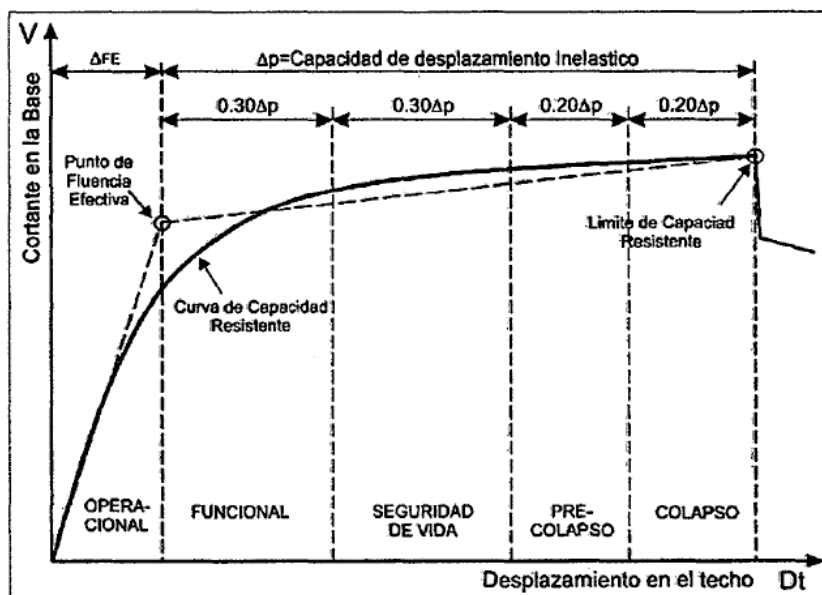
Nota. Adaptado del libro de *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*. (p. 20), por FEMA 356. 2000.

2.3.5 Desempeño de la estructura.

Los niveles de desempeño definidos por el Comité VISION 2000, consideran la cuantificación del comportamiento de la estructura ante la acción sísmica. Se evalúa las hipótesis de diseño que las normativas para el diseño sismo resistente cumpla con su objetivo. La aceptación del desempeño depende del sismo que se analice y la importancia de la estructura: operación inmediata, operacional, seguridad de vida, cercano al colapso y colapso.

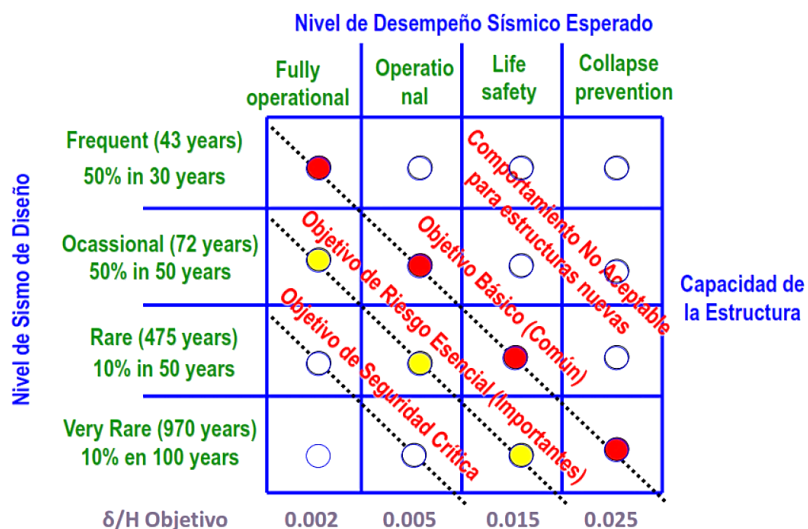
El Comité VISION 2000 recomienda dividir la curva de capacidad en sectores relacionados. Para hacer esto, primero necesitamos definir el punto de equilibrio efectivo (modelo bilineal). Luego la parte correspondiente al comportamiento inelástico se divide en cuatro partes.

Figura. 8. Diseño basado en desempeño definidos por el Comité VISION 2000.



Nota. Tomado del Comité Visión 2000, SEAOC, 1995.

Figura. 9. Nivel de desempeño sísmico por el Comité Visión 2000 (SEAOC 1995)



Nota. Tomado del Comité Visión 2000, SEAOC, 1995.

2.4 Pórtico ordinario resistente a momento (OMF)

Pórtico ordinario resistente a momento (OMF), se diseña para que posean principalmente un comportamiento elástico, con capacidades limitadas de proporcionar en el rango inelástico y disipación de energía a cargas verticales y laterales. (ACI, 2019)

El pórtico OMF cuenta con una rotación plástica menor cuyo diseño no considera una rótula plástica, sin embargo, aún tiene capacidad de disipar la energía. (ACI, 2019)

2.4.1 Diseño de vigas de hormigón armado (OMF).

2.4.1.1 Flexión.

Se verifica el momento nominal que sea mayor que el momento último. El momento último es considerado por el análisis estructural, tiene la combinación de cargas viva y muerta para el estado límite último (ELU) para elementos con carga gravitacional.

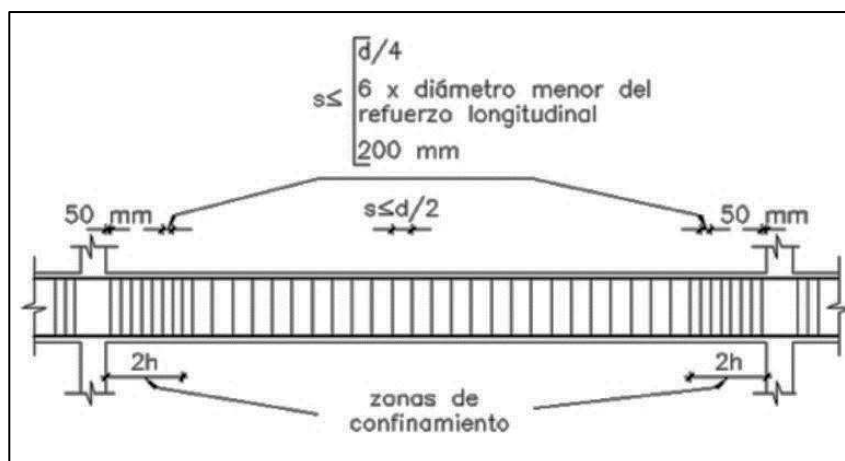
2.4.1.2 Cortante.

El cortante solicitante se analiza a una distancia aproximada $d=0.9 \cdot h_c$ del apoyo. La verificación capacidad inicial de corte del hormigón planteada si, $\sqrt{f'c} < 8.31 \text{MPa}$; (22.5.3.1), o en su defensa $f'c < 70 \text{MPa}$.

En el capítulo 18.3.2. del (ACI, 2019), las vigas deben tener al menos dos barras continuas en la parte superior e inferior. El área del refuerzo inferior continuo no debe ser inferior a 1/4 del área máxima del refuerzo inferior de vano completo. Estas varillas deben anclarse para crear tensión en la superficie de apoyo. (ACI, 2019)

2.4.1.3 Caracterización del elemento a flexión y corte.

Figura. 10. *Requerimientos de acero longitudinal por ductilidad.*



Nota. Configuración de la viga a flexión y a corte. Tomado de *Guía práctica para el diseño de estructuras de hormigón armado de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción* (p. 22), NEC 2015.

2.4.2 Diseño de columna de hormigón armado (OMF).

En el diseño de columna, se debe cumplir estrictamente con la normativa ACI en el capítulo 15 y 18.3.3.; las columnas deben cumplir con la sección 18.3.3 para que tengan longitudes no soportadas que deben ser mayor de 5 veces la dimensión de la columna rectangular. La variable " ϕV_u " es el cortante asociado al desarrollo de resistencias a momento nominal de la columna en cada extremo restringido de la longitud no soportada debido a la flexión con curvatura inversa. La resistencia a flexión de la columna debe calcularse para la fuerza axial mayorada, congruente con la dirección de las fuerzas laterales consideradas, que resulta en la mayor resistencia a flexión. (ACI, 2019. p. 302)

2.4.3 Diseño de nudo en pórticos ordinario resistente a momento (OMF).

En el capítulo 18, sección 3.4 los nudos viga-columna deben cumplir con el Capítulo 15 con el cortante en el nudo V_u calculado en un plano a media altura del nudo utilizando las fuerzas de tracción y compresión de la viga y el cortante de la columna congruentes con las resistencias nominales a momento M_n de la viga. (ACI, 2019. p. 302)

2.5 Pórticos especiales resistente a momento (SMF).

Es una estructura formada por columnas y vigas de sistema de piso, que soportan cargas verticales y laterales, la conexión viga-columna es capaz de resistir tales fuerzas. Son diseñadas especialmente para mostrar un comportamiento dúctil. (NEC-SE-DS, 2014, pág. 12).

Los pórticos especiales resistente a momento (SMF), se diseñan con la mayor capacidad de disipación de energía, se espera que las deformaciones producidas se provocan en mayor medida en las vigas y en menor medida en el panel del nodo de la columna. Por este motivo uno de los mecanismos que permiten esta disipación de energía es la rótula plástica. (ACI, 2019)

2.5.1 Diseño de vigas de hormigón armado (SMF).

El modelo rectángulo equivalente de Whitney, permite la determinación del acero de refuerzo longitudinal de la viga. La cuantía de refuerzo ρ , no se debe exceder 0.025 para refuerzo Grado 420. En el código del ACI318-19, en el capítulo 18.6.3.1, nos da las condiciones a verificar el acero mínimo con las siguientes ecuaciones. (ACI, 2019)

$$A_{s,min} \geq 0.25 * \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} * b_v * d \quad (12)$$

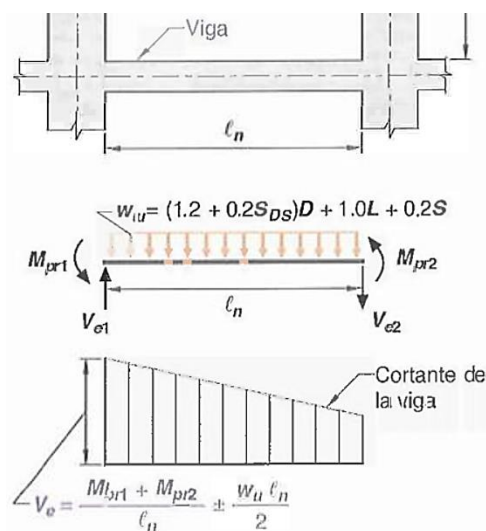
$$A_{s,min} \geq \frac{14}{f_y} * b_v * d \quad (13)$$

2.5.1.1 Resistencia a cortante de la viga.

El diseño por cortante en la viga V_e , se calcula las fuerzas cortantes en la parte de la viga comprendida en los extremos del nudo.

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} + \frac{W_u * l_n}{2} \quad (14)$$

Figura. 11. Cortante de diseño para vigas y columnas.



Nota. Tomado de *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (p 315) ACI 318-19*.

La variable S_{DS} , es el parámetro de respuesta de aceleración espectral para períodos cortos, con 5 por ciento de amortiguamiento. (ASCE/SEI 7. 2010, pg. 27)

2.5.1.1.1 Distribución de estribos.

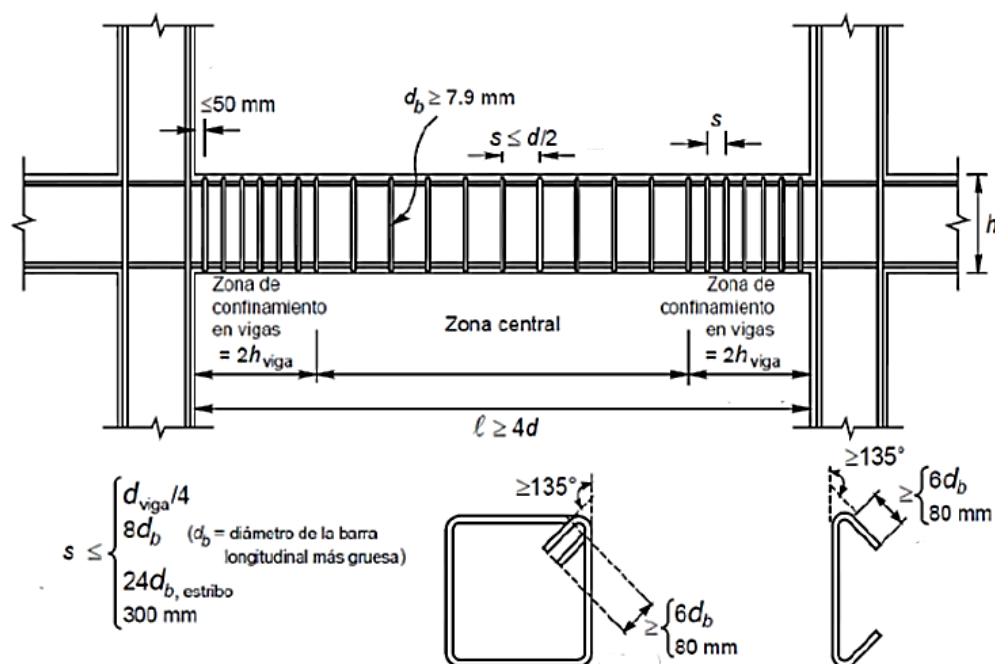
El código de ACI318-19 en el capítulo 18.6.4.1, se debe considerar para la colocación de estribos cerrados de confinamiento en las siguientes regiones de la viga. (ACI, 2019)

En una longitud igual a $2 * h_v$, medida desde la cara de la columna de apoyo hacia el centro de la luz, en ambos extremos de la viga. (ACI, 2019)

- Los estribos deben tener un gancho sísmico en cada extremo y cerrado por un gancho suplementario. (ACI, 2019)
- El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 50 mm de la cara de la columna. (ACI, 2019)
- El espaciamiento de estribos cerrados en la zona no confinada a no más de un medio del peralte efectivo. (ACI, 2019)

2.5.1.2 Configuración a flexión y corte.

Figura. 12. Configuración del elemento.



Nota. Configuración de la viga a flexión y corte. Tomado de *Guía práctica para el diseño de estructuras de hormigón armado de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción* (p. 22), NEC 2015.

2.5.2 Diseño de columna de hormigón armado (SMF).

El diseño de columna de pórtico especial resistente a momento que forma parte para resistir ante cargas o fuerzas sísmicas y se diseña para resistir flexión, cortante, y fuerzas axiales. Como nos indica el código del ACI 318-19, en el capítulo [18.7.1]. (ACI, 2019, pág. 316)

El área de refuerzo longitudinal, A_s , debe ser al menos de estas condiciones, $0.01 \cdot A_{gc}$, y no debe exceder, $0.06 \cdot A_{gc}$. (ACI, 2019, pág. 317)

2.5.3 Resistente a cortante.

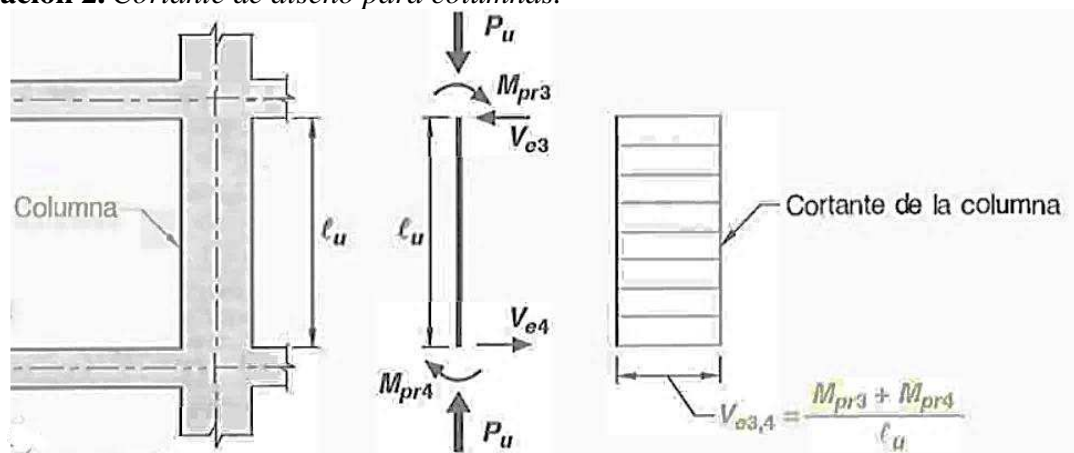
El diseño por cortante se realiza de manera similar que, en las vigas, pero en este elemento de la columna se debe incluir el efecto de interacción del momento con las cargas axiales.

La fuerza cortante de diseño V_e se debe determinar considerando las máximas fuerzas que puedan generarse en las caras de los nudos en cada extremo de la columna. Estas fuerzas en el nudo se

deben determinar usando las resistencias a flexión máxima probable, M_{pr3} , M_{pr4} en cada extremo de la columna.(ACI, 2019), pág. 321

$$V_{e3,4} = \frac{M_{pr3} + M_{pr4}}{l_u} \quad \text{Ecuación 15}$$

Ilustración 2. Cortante de diseño para columnas.



Nota. Tomado de la normativa (ACI, 2019), pág. 319.

2.5.3.1 Configuración a flexión y corte.

En el código ACI 318-19 la longitud l_o en zona de confinamiento nos exige que los estribos donde se requiere mayor confinamiento, se coloquen en una distancia del nudo igual al máximo entre: mayor dimensión columna en la cara del nudo, un sexto de la luz libre de la columna o 600 mm.(ACI, 2019), pág. 318

$$l_o = \min \left(b_c, \frac{l_u}{6}, 600 \text{ mm} \right) \quad (16)$$

Los estribos donde se requiere mayor confinamiento deben tener una separación transversal igual al menor entre: la cuarta parte de la dimensión de la columna, seis veces de la menor barra de refuerzo longitudinal y el valor s_o , no debe exceder 150 mm y no es necesario tomar menos de 100 mm.

$$10 \text{ mm} \leq s_o = 100 + \frac{350 - h_x}{3} \leq 150 \text{ mm} \quad (17)$$

$$\sum M_{nc} \geq \frac{6}{5} * \sum M_{ub} \quad (18)$$

$\sum M_{nc}$: es la suma de los momentos nominales de las flexiones de las columnas que llegan al nudo, evaluados en las caras del nudo. (ACI, 2019)

$\sum M_{ub}$: es la suma de los momentos resistentes nominales a flexión de las vigas que llegan al nudo, evaluados en las caras del nudo. (ACI, 2019)

2.5.5 *Diseño de nudo para pórticos especiales resistentes a momento. (SMF).*

En el cálculo de los refuerzos de corte dentro de los nudos, en los pórticos especiales se deben determinarse suponiendo que la resistencia en el refuerzo de tracción por flexión es $\alpha = 1.25 * f_y$. (ACI, 2019, pág. 324)

2.5.5.1 *Diseño de nudo.*

La resistencia del nudo debe regirse por factores $\phi_c = 0.75$ apropiado, de acuerdo con ACI 318-19. La capacidad de corte de una unión V_n , ACI 318-19. 21.5.3, depende del grado de confinamiento proporcionado por los elementos que llegan a la unión, V_n . (ACI, 2019, pág. 324)

Para uniones confinadas en las cuatro caras. $V_n = 1.3 * \sqrt{f'c} * A_j \quad (19)$

Para uniones confinadas en las tres caras. $V_n = 1 * \sqrt{f'c} * A_j \quad (20)$

Para otros casos. $V_n = 0.7 * \sqrt{f'c} * A_j \quad (21)$

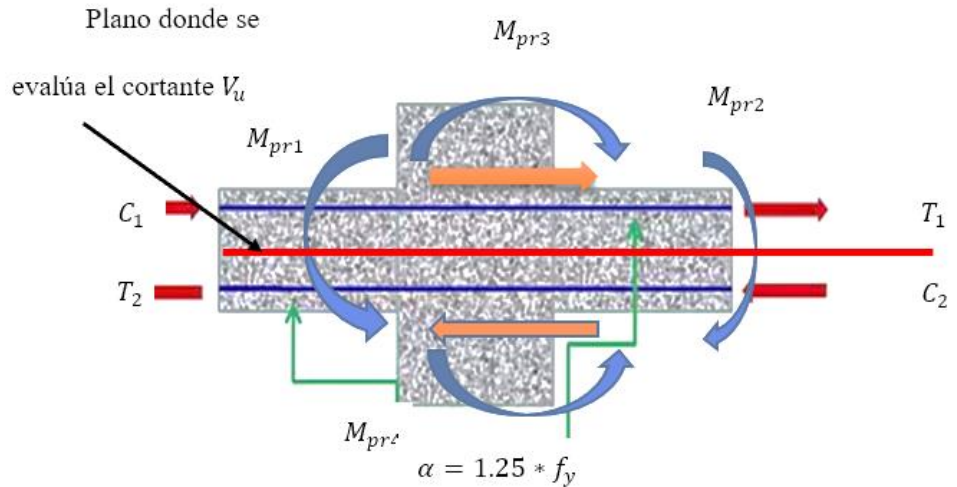
En que el A_j , es el área efectiva de la sección transversal dentro del nudo, en mm^2 , calculada como el producto de la profundidad del nudo por su ancho efectivo. En ningún caso A_j , es mayor que el área de la sección transversal de la columna. (ACI, 2019, pág. 324)

$$V_n = V_c + V_s \quad (22)$$

$$T_1 = C_2 = C_1 = T_2 = \alpha * A_s \quad (23)$$

$$V_u = \alpha * (A_{s1} + A_{s2}) + V_{e3,4} \quad (24)$$

Ilustración 3. *Diseño de nudos (SMF).*

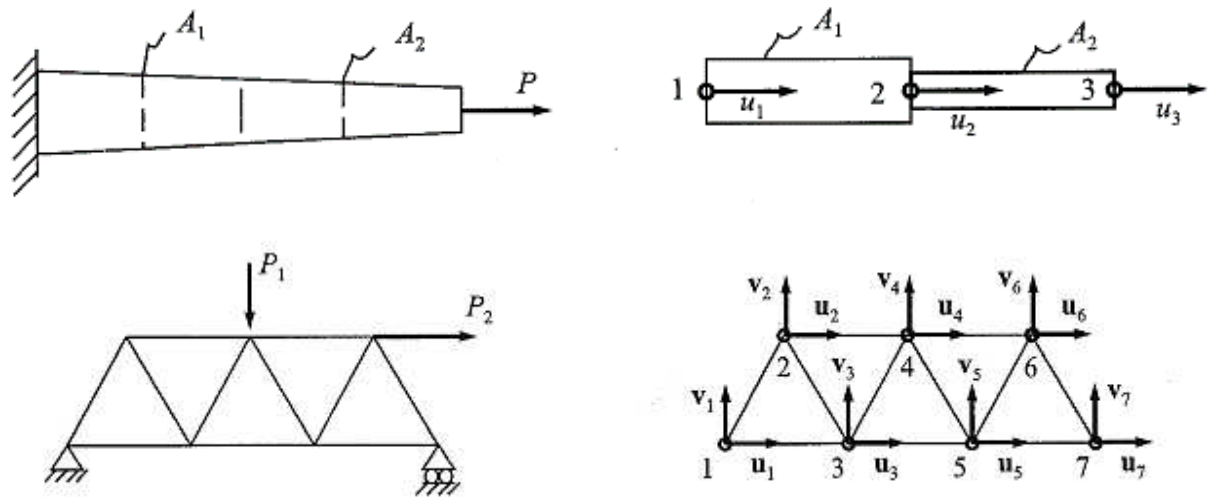


Nota. Realizado por los autores.

2.6 Método de los elementos finitos:

Es un procedimiento numérico que consiste en dividir el recinto del problema en varios sub-recintos de dimensiones finitas. El método de los elementos finitos se puede aplicar en todos los campos de la física. (Fernández & Pérez, 2001)

Ilustración 4. Representación gráfica de cómo actúa el Método de elementos finitos con la estructuración de los nodos tanto en un elemento sólido, como en uno reticulado con sus respectivos nodos.



Nota. Adaptado del libro Fernández & Pérez, 2001., (p. 33).

El método es incluso más usado en software, debido que la facilidad de aplicar las divisiones y procedimientos de análisis de cada nodo facilita que el propio programa establezca el comportamiento de la estructura asemejándose lo suficiente a un comportamiento real. Por lo cual enfocamos nuestra investigación en el uso del Software ABAQUS para establecer el comportamiento de los pórticos.

2.6.1 Configuración de modelamiento.

En el Software ABAQUS, el modelamiento de los elementos estructurales se puede realizar tanto en el mismo programa o utilizando un programa tercero que luego exporte el modelamiento a ABAQUS. (Khoshnoud & Marsono, 2012)

Con las herramientas podemos crear desde las partes que necesitamos hasta generar el modelo en su totalidad definiendo su comportamiento y los parámetros que requerimos.

- La herramienta Parts nos permite crear los modelos tanto tridimensional como plano, así se crea las vigas, columnas y el armado.
- Con la herramienta Materials se define las propiedades del material que usaremos, además de usar la herramienta Sections para poder designar los materiales a las partes modeladas.
- En secciones se define el área del acero de refuerzo, ya que al ser plano su modelo, no define las propiedades físicas que un modelo tridimensional si permite.
- Con la herramienta Assembly podemos generar el modelado posicionando cada una de las partes generadas según requiera la forma del modelo.
- Con la herramienta Interaction permitimos que cada uno de esos modelos interactúen entre ellos, evitando que cada parte actúe de forma independiente.

- Con este mismo apartado también se define el punto que aplicará la carga el cual debe actuar como un cuerpo rígido no deformable, así el desplazamiento del pórtico no se verá afectado por el aplastamiento.
- Se define los pasos donde se produce el análisis, con la herramienta Step, predeterminadamente ya tenemos un paso inicial, pero requerimos de otro donde se aplique la carga o parámetro para realizar el análisis.
- En Loads se abren las herramientas donde aplicamos las cargas además de donde generamos los apoyos para que el modelo no esté en el aire, así con esos apoyos el comportamiento será más cercano a lo real.
- Por último, la herramienta Mesh es la que permite realizar la división del modelo y aplicar el MEF, dependiendo del tamaño para las divisiones el modelo será más o menos preciso.

2.6.2 Parámetros de entrada y recursos del software ABAQUS.

Los parámetros de entrada que se requieren en el análisis, empiezan desde los más simples como las propiedades mecánicas del hormigón y el acero de refuerzo, hasta los comportamientos en daño del material con sus respectivas unidades. En el software se requiere el módulo de elasticidad o módulo de Young y coeficiente de Poisson para definir el material de uso en el modelado. (Khoshnoud & Marsono, 2012)

Para el Acero, se van a definir la densidad del acero con sus propiedades elásticas las cuales serán el módulo de Young y el coeficiente de Poisson. Por último, se definen las propiedades plásticas con el esfuerzo de fluencia y deformación plástica. (Khoshnoud & Marsono, 2012)

Para el hormigón añadimos los valores de densidad, el módulo de Young y el coeficiente de Poisson. El hormigón no tiene comportamiento plástico como el acero, sin embargo, el software

ABAQUS permite ingresar parámetros para un daño plástico en el hormigón. Todos los parámetros se ingresan con anterioridad. (Khoshnoud & Marsono, 2012)

Luego se requiere definir el tipo de apoyo que tiene el modelado, sea empotrado, apoyo simple o móvil e incluso un elemento de conexión, el programa ofrece diferentes tipos de estos apoyos o conexiones. Una vez definido el modelo, se requiere dividir en los elementos necesarios para que el programa aplique el MEF, así el programa puede obtener los resultados del comportamiento en el modelo. (Khoshnoud & Marsono, 2012)

2.6.3 Parámetros de salida del software ABAQUS.

Para los parámetros de salida se enfoca en 3 principales resultados: daño a compresión en el hormigón, fuerzas obtenidas en el punto de desplazamiento y deformaciones obtenidas por el software ABAQUS. (Khoshnoud & Marsono, 2012)

El programa representa los resultados por medio de tablas y visualmente con el modelo. El resultado visual se representa con un patrón de colores desde azul que mayormente es el valor más bajo hasta el valor máximo representado con rojo, no necesariamente los valores van desde 0 ya que existen valores negativos. (Khoshnoud & Marsono, 2012)

El mismo sistema de colores funciona en todos los resultados, desde daño, hasta las deformaciones. En caso que no exista ningún resultado el modelo usa el color gris para evidenciar ningún resultado obtenido. (Khoshnoud & Marsono, 2012)

Los resultados también se obtienen en gráficas, que pueden ser exportadas para una mejor representación como la fuerza - deformación. (Khoshnoud & Marsono, 2012)

3 CAPITULO III. METODOLOGÍA.

En este capítulo abordaremos la metodología de modelamiento del pórtico ordinario y especial resistente a momentos. La dimensión del pórtico es 3 metros de altura, con una luz de 5 metros. En primera instancia se realizan los cálculos de los pórticos en el software Mathcad, como se muestra en los anexos. Considerando que en primera instancia el pórtico se extrae de un edificio de 5 pisos y 3 vanos en cada dirección. La verificación se realiza de acuerdo a la normativa del ACI 318-19.

3.1 Configuración de ambos pórticos OMF y SMF.

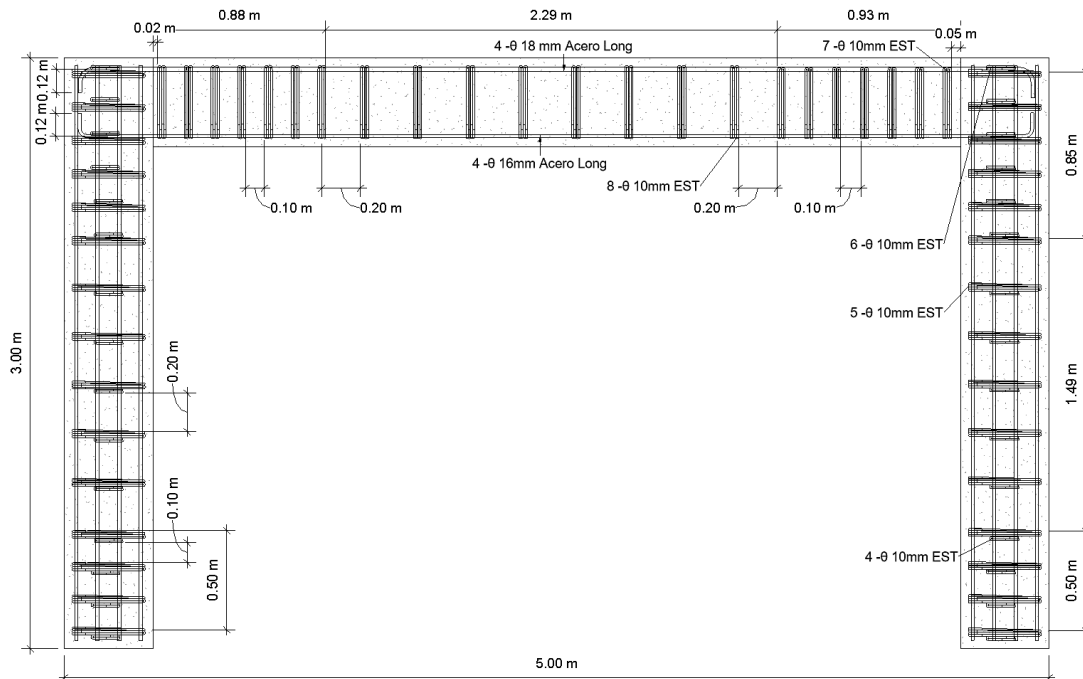
Ambos pórticos tienen el mismo diseño de un pórtico especial, sin embargo, el pórtico ordinario es un pórtico especial al cual se le tomó y definió la disposición de aceros de refuerzo de forma incorrecta como si de un pórtico ordinario se tratara se conserva diseño geométrico y secciones de acero transversal y longitudinal.

Extraemos la configuración para ambos pórticos OMF y SMF, obtenidos mediante los cálculos del detallado del acero de refuerzo longitudinal y estribos con las separaciones para zona confinada y no confinada en viga-columna, como un simple pórtico aislado.

En las siguientes figuras 14 y 15 se visualiza la configuración respectiva de ambos pórticos.

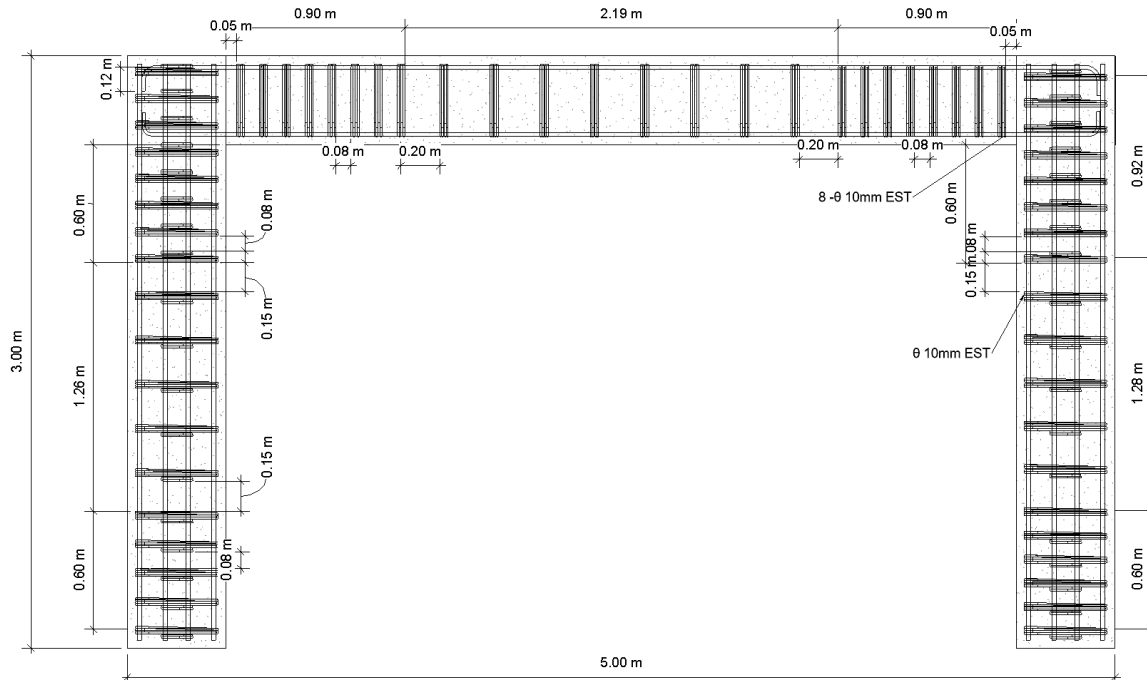
Todos los cálculos de diseño se encuentran en los anexos.

Figura. 14. *Detallado del pórtico ordinario resistente a momento (OMF)*



Nota. Captura tomada del software REVIT, el pórtico OMF no tiene especificaciones para su disposición en aceros de refuerzo tales como separación del nudo a estribo, separaciones de acero transversal y zonas de confinamiento. Realizado por los autores.

Figura. 15. Detallado del pórtico especial resistente a momento (SMF)



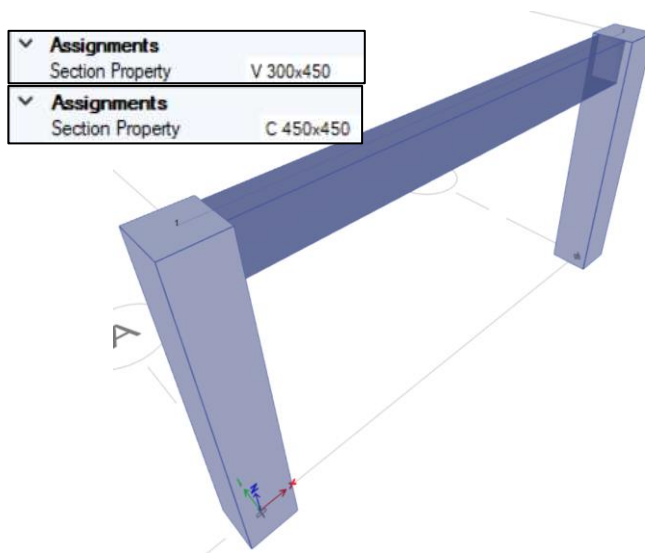
Nota. Captura tomada del software REVIT, todas las especificaciones del pórtico SMF vienen dadas completamente desde el capítulo 18.6.1. en adelante. Realizado por los autores.

3.2 Modelación en el software ETABS a los pórticos ordinario resistente a momento (OMF) y especial resistente a momento (SMF).

3.2.1 Propiedades de materiales y los elementos

En el procedimiento de modelamiento, creamos sección de la columna – viga de hormigón armado.

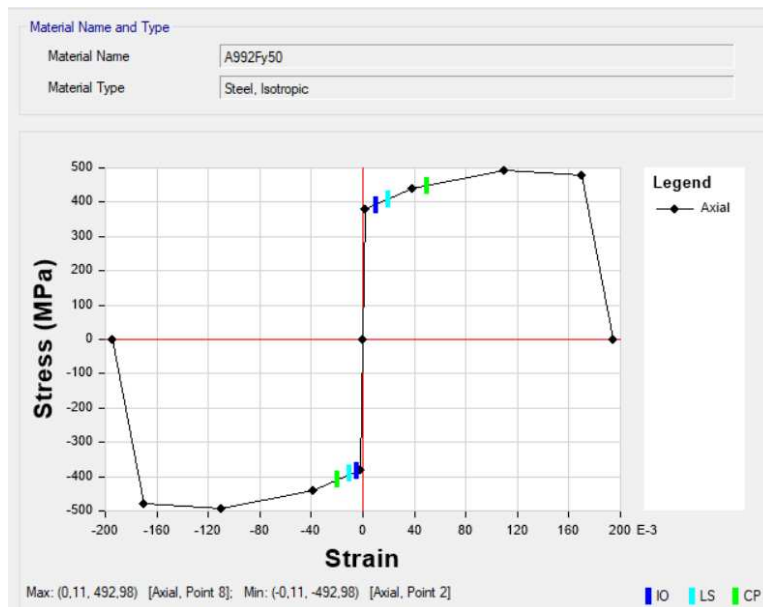
Figura. 16. Pórtico especial resistente a momento en el software ETABS, con las secciones definidas.



Nota. Realizado por los autores.

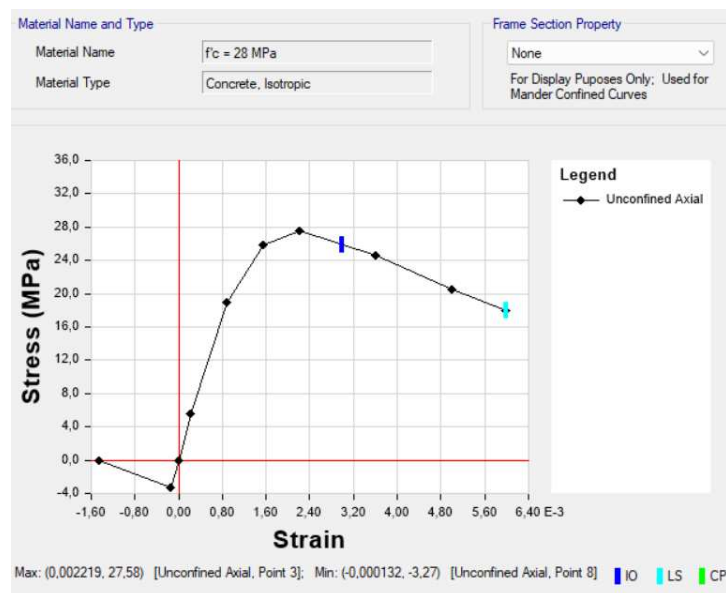
Al definir las propiedades mecánicas del hormigón, el esfuerzo resistente a la compresión para el análisis se consideró de un $f'c = 28MPa$.(ACI, 2019). Su módulo de elasticidad (E_c), que se consideró para el diseño es: $E_c = 24682.832 MPa$

Figura. 17. Diagrama esfuerzo deformación del acero de refuerzo.



Nota. Adoptado del software ETABS 20.2, que establece la norma ACI, 2019, realizado la captura por los autores.

Figura. 18. Diagrama esfuerzo-deformación de hormigón propuesto por el Modelo de Hognestad (1951)



Nota. Adoptado del software ETABS 20.2, Modelo de Hognestad (1951), realizado la captura por los autores.

3.2.2 Carga viva.

Las cargas a las que está sometida la edificación son cargas vivas o sobrecargas de funcionamiento, dependiendo del destino de la edificación, en cuyo caso la cubierta, entrepiso, zona, etc. Las cargas recibidas se basan en una parte sobrecargada de 17,5 kN/m, etc. recomendada según ASCE 7-16.

Pág. 66

Tabla 5. Sobrecargas de usos.

Niveles	Carga viva (Ocupaciones o Uso).	(kN/m ²)	(kN/m)
5	Cubierta	2	10
1, 2, 3 y 4	Salas de archivo y computación. Áreas de recepción, salón de actos con capacidad para menos de 100 personas y sin escenario.	3.5	17.5

Nota. Adoptado de ASCE/SEI, 2017, (p. 14).

3.2.3 Carga muerta.

Las cargas muertas son de 47,5 kN/m y consiste en el peso propio de varios elementos estructurales que actúan sobre la estructura, tales como: losas, vigas, columnas y todos los elementos estructurales, incluidas las sobrecargas que son todos los elementos no estructurales de la edificación tales como acabados e instalaciones. (ASCE/SEI, 2017)

Tabla 6: Sobrecarga muerta.

Niveles	Carga muerta: Pesos de los materiales	(kN/m ²)	(kN/m)
5	Techo, instalaciones, contrapiso de hormigón ligero simple, por cada cm, de espesor	5.5	27.5
1, 2, 3 Y 4	Plancha ondulada de fibrocemento: de 8 mm de espesor, instalaciones, cerámica, mortero por cada cm, de espesor	9.5	47.5

Nota. Adoptado de ASCE/SEI, 2017.

3.2.4 Cargas sísmicas.

3.2.4.1 Porcentaje de masa sísmica.

La masa que se consideró para el análisis del SMF, es el 100% del peso permanente de la estructura y para la carga viva del 25%.

3.2.4.2 Zona sísmica en la provincia del Azuay y el tipo de suelos.

La zona sísmica que se va considerar para el análisis de los pórticos ordinario y especial resistente a momento, proviene de la provincia de Azuay en el cantón Cuenca. Por lo general, consiste en un perfil de suelo de tipo D. Además, la ciudad de Cuenca se encuentra dentro de la zona de alto riesgo para sismos tipo II con un factor de aceleración del suelo máximo Z de 0,25. Se determinan los coeficientes de sitio necesarios para definir el espectro de diseño, como se indica en la tabla 7. (NEC-SE-DS, 2014)

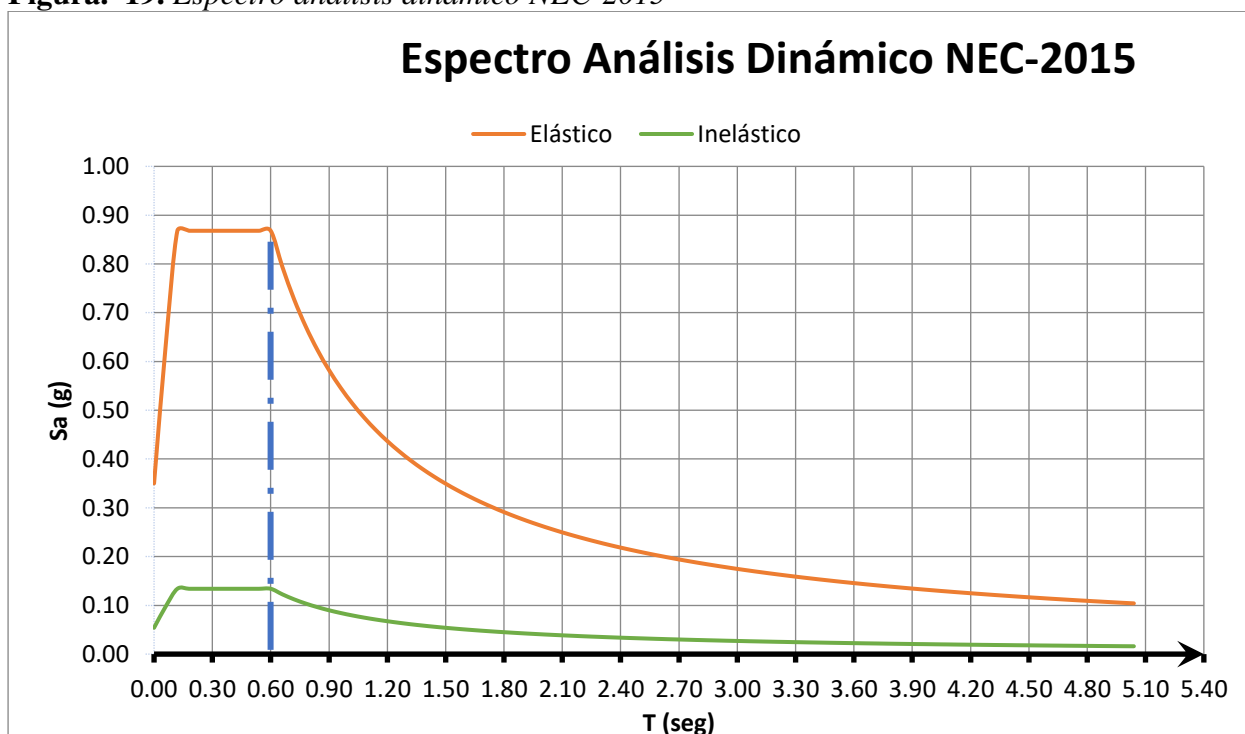
Tabla 7. Coeficiente y factores para la creación del espectro de respuesta.

Descripción	Símbolos	Valores	NEC-SE-DS	Página
Factor de importancia	I=	1.000	4.1	39
Categoría Sísmica	Zona Sísmica=	II	3.1.1	27
Valor de factor Z	Z=	0.250	3.1.1	27
Perfil del Suelo	Suelo Tipo=	D	3.2.1	29
Coef. Amplificación del suelo en la zona de periodo corto	Fa=	1.400	3.2.2 a)	31
Coef. Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca	Fd=	1.450	3.2.2 b)	31
Comportamiento no lineal de los suelos	Fs=	1.060	3.2.2 c)	32
Factor usado en el espectro de diseño elástico	r=	1.000	3.3.1	34
relación de amplificación espectral	η =	2.480	3.3.1	34
Altura de la edificación en metros	hn=	3.000		
Tipo Estructura	Pórticos Espaciales de H.A. sin muros estructurales ni diagonales rigidizadores			
Coeficiente que depende del tipo de edificio	Ct=	0.055	6.3.3	62
	α =	0.900	6.3.3	62
Periodo de Vibración Método 1	Ta =	0.148	6.3.3 a)	62
Periodo de Vibración Método 2	1.3 * Ta=	0.192	6.3.3 b)	63

Periodo Límite de Vibración	$T_o=$	0.110	3.3	35
Periodo de Vibración	$T_a=$	0.148	6.3.3 a)	62
Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño	$T_c=$	0.604	3.3.1	34
Coefficiente relacionado con el período de vibración de la estructura T	$k=$	1.000	6.3.5	67
Aceleración Espectral	$S_a (T_a)=$	0.868	3.3.1	34
Curvas de iso-ordenadas de período corto	S_s	0.600		
Parámetro de aceleración de respuesta espectral de período corto de diseño, ajustado para la clase de sitio, para determinar el nivel de sismicidad.	$S_{DS}=2/3 * F_a * S_s$	0.560	ASCE/SEI 7:2010 2.5	27
Coefficiente de Reducción de Respuesta Estructural	$R_o=$	8	6.3.4 b)	64-65
Irregularidad en planta	$\Phi_P=$	0.900	5.2	48-52
Irregularidad en elevación	$\Phi_E=$	0.900	5.2	48-52
Factor de reducción	$R=\Phi_P * \Phi_E$	6.480		
Cortante basal	$V=$	0.134	6.3.2	61

Nota. Adoptado de la normativa NEC-SE-DS, 2014.

Figura. 19. Espectro análisis dinámico NEC-2015



Nota. Realizados por los autores.

3.2.5 Combinaciones de cargas.

Los factores de cargas tienen el propósito de dar seguridad óptima ante el aumento de las cargas de diseño, de acuerdo con la (Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318-19)), 2019, pág. 66), las combinaciones de resistencia última se emplean en software ETABS para los efectos más desfavorables, cabe indicar que las combinaciones se efectuarán para ambos pórticos ordinario y especial resistente a momento.

Tabla 8. Combinación de cargas.

Carga	Combinaciones de Carga.	ACI 318-19
D	$U=1.4*D$	(5.3.1a)
L	$U=1.2*D+1.6*L+0.5*(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$	(5.3.1b)
L_R O S O R	$U=1.2*D+1.6*(L_r \text{ o } S \text{ o } R) + (1.0*L \text{ o } 0.5*W)$	(5.3.1c)
W	$U=1.2*D+1.0*W+1.0*L+0.5*(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$	(5.3.1d)
E	$U=1.2*D+1.0*E+1.0*L+0.2*S$	(5.3.1e)
W	$U=0.9*D+1.0*W$	(5.3.1f)
E	$U=0.9*D+1.0*E$	(5.3.1g)

Nota. Adaptado de ambas normativas, ACI, 2019.

3.2.6 Creación y asignación de las rótulas plásticas.

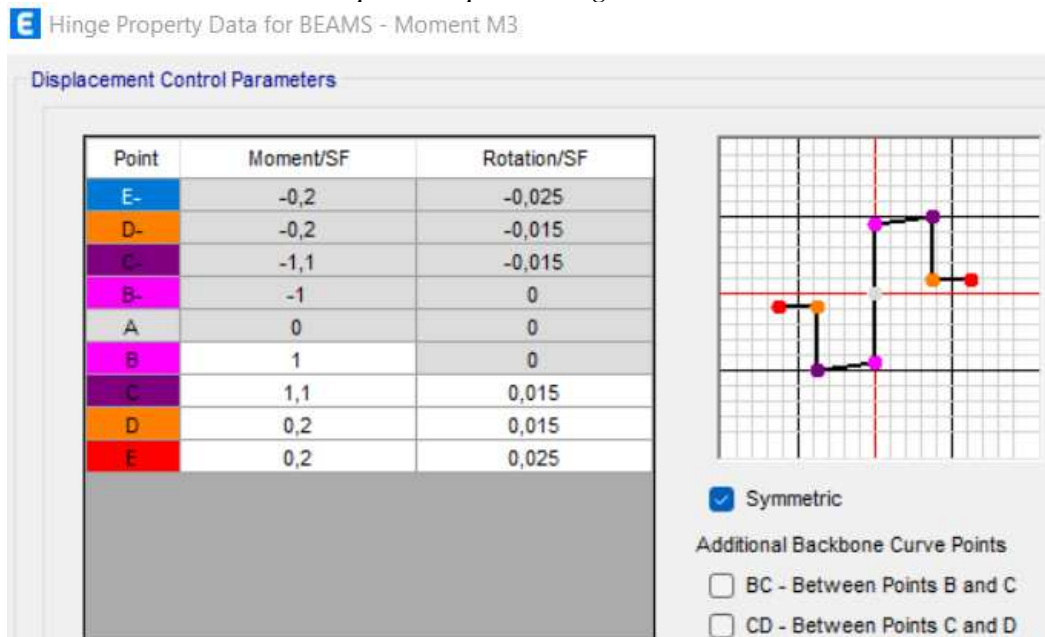
Se crea y asigna las propiedades de las rótulas plásticas en los elementos, principalmente los diagramas momento – curvatura. Además, se debe calcular las longitudes de rótula plástica aproximadas para que el programa a emplear pueda calcular la capacidad de giro. A continuación, se presenta el procedimiento detallado en el programa para la creación de rótulas plásticas, tanto en columnas, como en vigas.

3.2.6.1 Rotula en vigas.

Para las vigas, se asigna un diagrama momento – curvatura, pues se asume que la viga actúa en flexión pura.

1. Para las rótulas en la viga de hormigón armado, se escoge una rótula de tipo deformación controlada a dúctil.
2. En el caso de vigas, la rótula deberá ser M3. Se definen las propiedades de esta rótula.
3. Se debe definir la longitud de la rótula plástica, de manera absoluta (recomendado).

Ilustración 5. Creación de la rótula plástica para la viga.



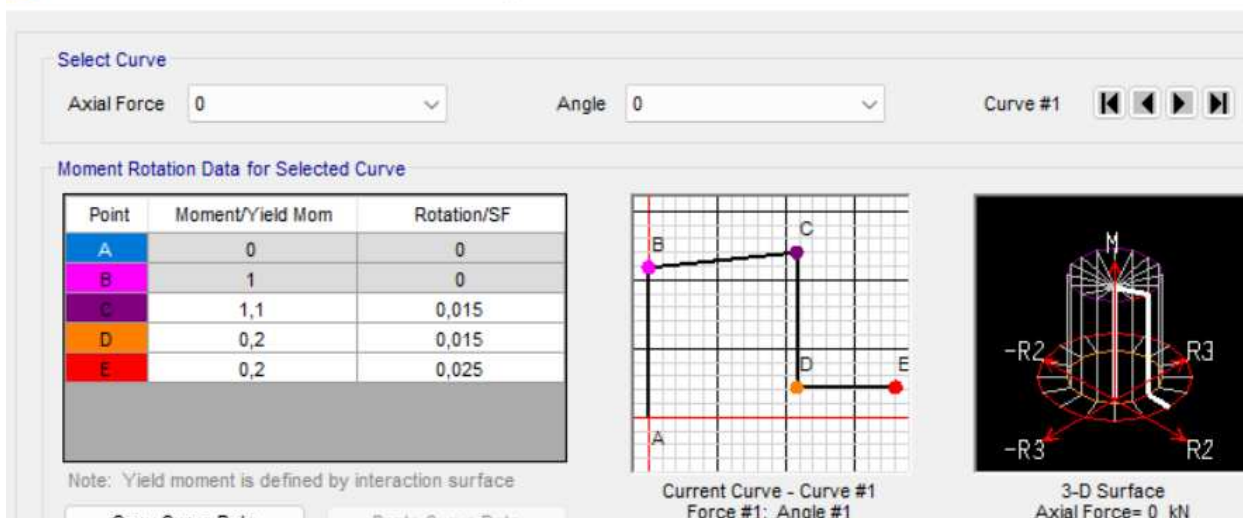
Nota. Captura tomada del software ETABS. Realizado por los autores.

3.2.6.2 Rotulas de columna

1. En el caso de columna, la rótula deberá ser P-M2-M3 debido a la interacción de estas fuerzas internas. Se definen las propiedades de esta rótula.
2. Se construye el diagrama de interacción de la sección de la columna en base a los datos obtenidos del cálculo.
3. Se debe definir la longitud de la rótula plástica, de manera absoluta (recomendado).
4. Se define momento rotación para la rótula plástica, de manera absoluta (recomendado), de acuerdo a los lineamientos de FEMA 356 o ASCE 41-17.

Ilustración 6. Creación de la rótula plástica en la columna.

E Moment Rotation Data for COLUMNS - Interacting P-M2-M3



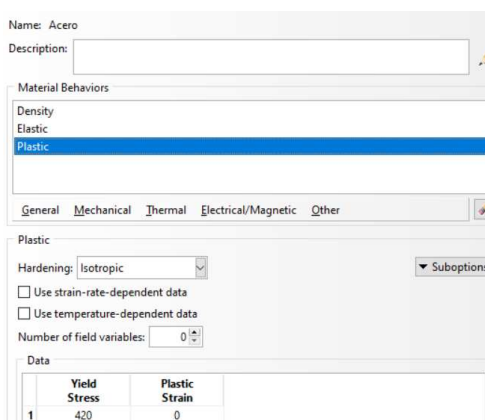
Nota. Captura tomada del software ETABS. Realizado por los autores.

3.3 Consideraciones para la configuración de modelos constitutivos en ABAQUS.

La configuración de los modelos constitutivos es importante para representar el comportamiento de dichos materiales en el modelo.

Para este caso el acero cuenta con un modelo del comportamiento de esfuerzo – deformación bilineal, ingresando los datos de plasticidad con su valor máximo de f_y tal como se aprecia en la ilustración 7.

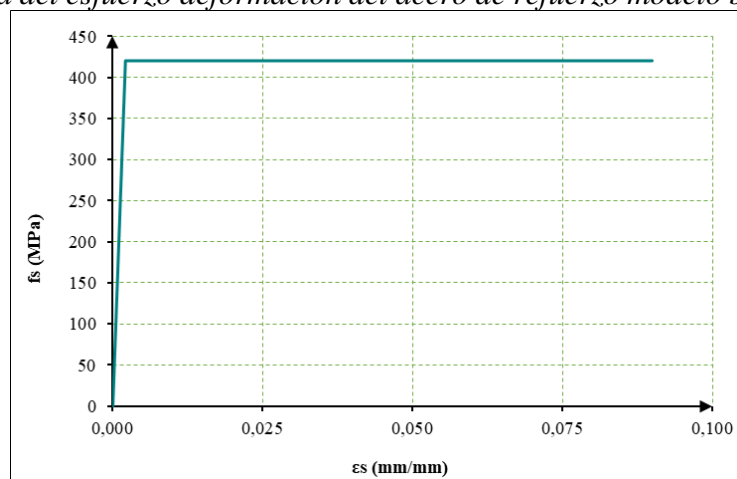
Ilustración 7. Ventana para configuración del material para el acero, con un modelo bilineal del esfuerzo – deformación.



Nota. Extraído del software ABAQUS por los autores.

A diferencia del modelo en ETABS el cual toma una configuración de sobre resistencia.

Figura. 20. Gráfica del esfuerzo deformación del acero de refuerzo modelo bilineal en ABAQUS.



Nota. Modelo bilineal para el acero de refuerzo con datos para el software ABAQUS definidos por los autores.

La razón de porqué se usa una gráfica bilineal y no el modelo de sobre resistencia, se debe a que la función converge en el software lo que lleva a un análisis que requiere demasiado tiempo. Por estas razones se prefirió mantener una gráfica bilineal para que el análisis tarde lo requerido.

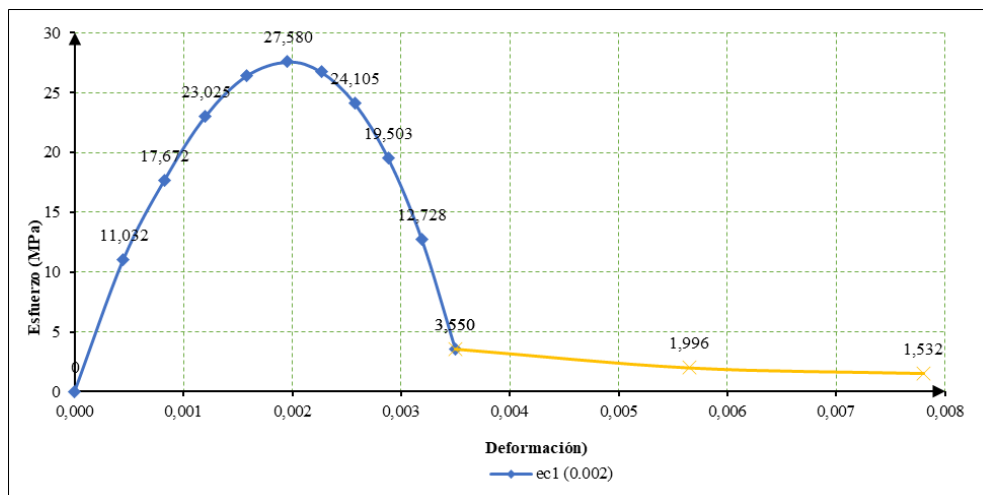
3.3.1 Daño plástico del hormigón (Concrete Damage Plasticity).

El hormigón tiene un comportamiento a compresión, como no cuenta con comportamiento plástico su configuración no será igual a la realizada con el acero. Aunque si cuenta con un apartado para elasticidad. (Hafezolghorani et al., 2017)

El hormigón tiene un comportamiento de daño enfocado en la plasticidad, conocido como CDP (Concrete Damage Plasticity). El proyecto no está enfocado en aprender a profundidad este comportamiento, pero lo requerimos para la configuración correcta del modelo, vamos a usar los parámetros recomendados del Eurocódigo 2 sobre ciertos comportamientos, que a diferencia de la

normativa ACI 318-19, esta detalla mejor el comportamiento que tiene el hormigón como se observa en la figura 21.(UNE-EN 1992-1-1, 2010)

Figura. 21. Gráfica del comportamiento a compresión del hormigón con su respectivo daño plástico.



Nota. Gráfica realizada por autores en Excel, usando los valores y recomendaciones sobre el comportamiento del hormigón según la normativa, ASCE/SEI, 2017 adaptando los parámetros recomendados del Eurocódigo 2 para completar la gráfica de comportamiento.

Todos estos valores sirven para configurar el modelo constitutivo en los siguientes parámetros que ABAQUS nos permite ingresar, revisados y extraídos del Eurocódigo 2 para un mejor detalle del comportamiento en el hormigón, cada uno agregado en la ilustración 8 y 9.

Ilustración 8. Ventana de configuración para el material de Hormigón, donde se añade los datos de CDP con todos sus parámetros.

Name: Hormigón
Description:

Material Behaviors

Density
Elastic
Concrete Damaged Plasticity
Concrete Compression Damage
Concrete Tension Damage

General Mechanical Thermal Electrical/Magnetic Other

Concrete Damaged Plasticity

Plasticity Compressive Behavior Tensile Behavior

Use temperature-dependent data
Number of field variables: 0

Data

	Dilation Angle	Eccentricity	fb0/fc0	K	Viscosity Parameter
1	38	1	1.12	0.666	0.001

Nota. Ventana extraída de ABAQUS por los autores.

Ilustración 9. Ventana con los datos del comportamiento a compresión del hormigón y su respectivo daño a compresión.

Name: Hormigón
Description:

Material Behaviors

Density
Elastic
Concrete Damaged Plasticity
Concrete Compression Damage
Concrete Tension Damage

General Mechanical Thermal Electrical/Magnetic Other

Concrete Damaged Plasticity

Plasticity Compressive Behavior Tensile Behavior

Use strain-rate-dependent data
 Use temperature-dependent data
Number of field variables: 0

Data

	Yield Stress	Inelastic Strain
1	11.2	0
2	17.933	0.00011
3	23.367	0.00027
4	26.799	0.00051
5	28	0.00084
6	27.158	0.00118
7	24.519	0.00159
8	19.899	0.00209
9	13.089	0.00267
10	3.846	0.00335
11	2.153	0.00556

Suboption Editor

Concrete Compression Damage

Tension recovery: []

Use temperature-dependent data
Number of field variables: 0

Data

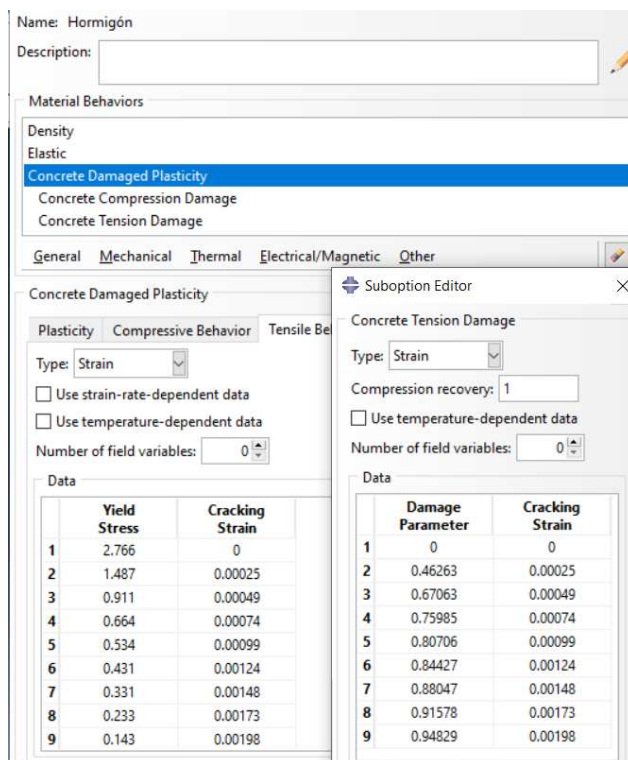
	Damage Parameter	Inelastic Strain
1	0	0
2	0	0.00011
3	0	0.00027
4	0	0.00051
5	0	0.00084
6	0.03009	0.00118
7	0.12433	0.00159
8	0.28931	0.00209
9	0.53255	0.00267
10	0.86265	0.00335
11	0.9231	0.00556

OK Cancel

Nota. Ventana extraída de ABAQUS por los autores.

Es necesario tener una diferenciación del comportamiento tanto a compresión como tensión en el hormigón para poder ingresarlos de manera correcta en el software, así tenemos tanto el comportamiento como el daño respectivo, ilustración 9 y 10.

Ilustración 10. Ventana con los datos del comportamiento a tensión del hormigón y su respectivo daño a tensión

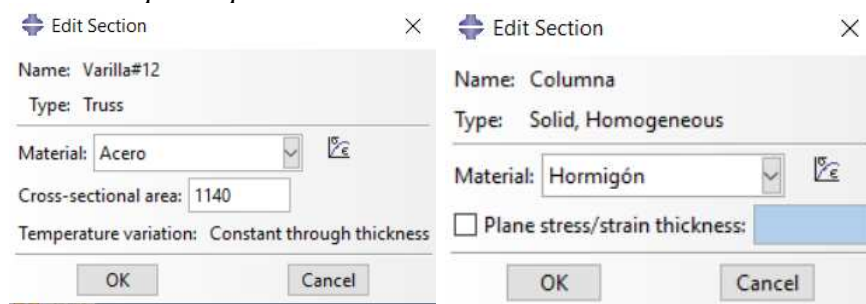


Nota. Ventana extraída de ABAQUS por los autores.

3.4 Consideraciones para la modelación de la geometría del elemento en ABAQUS.

Hay que tener en cuenta que al modelar nuestros elementos existe un modelo tridimensional y otro plano. En el caso de la columna y viga el modelado es tridimensional por lo que las dimensiones del modelo se determinan mediante el modelado. Sin embargo, este caso no es el mismo para el modelo del acero de refuerzo cuyo modelado es plano. El acero de refuerzo tiene una sección transversal con un área la cual debe integrarse como se observa en la ilustración 11. (Khoshnoud & Marsono, 2012)

Ilustración 11. Ventana para aplicar la sección del elemento modelado.

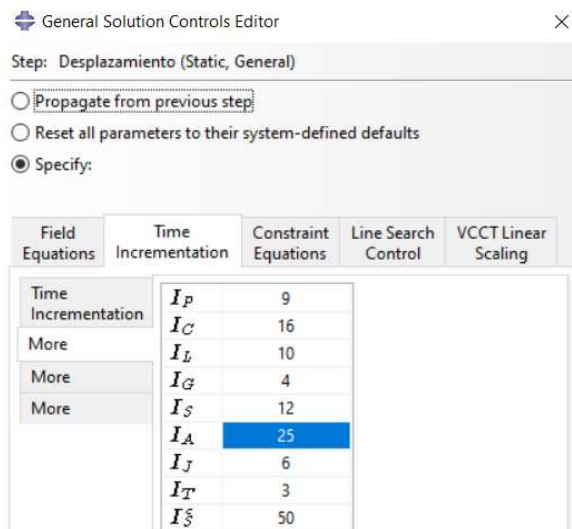


Nota. En las ventanas tenemos la sección del Acero de refuerzo correspondiente y en contraparte la definición del hormigón el cual no requiere definir una sección. Extraído del software ABAQUS por los autores.

Por este motivo el modelo plano debe contar con una sección que no obtiene mediante el modelado, este se obtiene al asignar la sección junto con el material. Mientras que los modelos tridimensionales ya cuentan con sus propiedades físicas establecidas al realizar el modelo de forma tridimensional. (Khoshnoud & Marsono, 2012)

Además, para tener un análisis del modelo reduciendo el número de pasos que requiere para el análisis, se debe configurar el número de intentos que debe realizar el programa en cada paso, como configuración predeterminada cuenta con 5 intentos añadidos, pero en este modelado colocaremos 25 intentos, como se muestra en la ilustración 12. (Khoshnoud & Marsono, 2012)

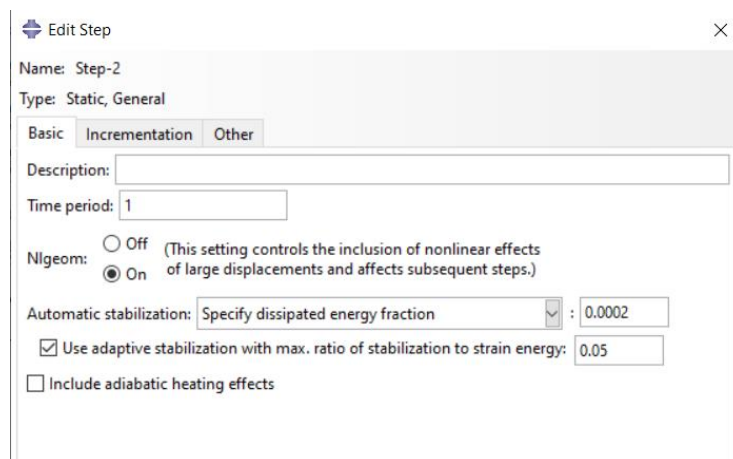
Ilustración 12. Ventana de configuración para el número de intentos en el análisis.



Nota. Extraído del software ABAQUS por los autores.

Otra cuestión a considerar cuando se realiza el modelado, al ser el análisis no lineal el mismo debe ser especificado cuando se realiza la creación de los “Step”, para eso hay que verificar que el modelo tenga marcado ON para que el análisis reconozca que la función es no lineal como se ve en la ilustración 13. (Khoshnoud & Marsono, 2012)

Ilustración 13. Cuadro de creación para generar el Step de análisis y definir que el mismo es no Lineal.



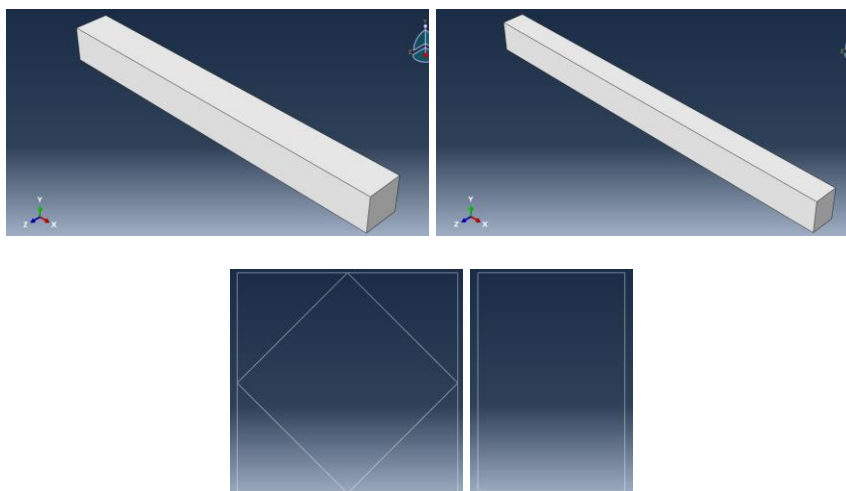
Nota. Extraído del software ABAQUS por los autores.

3.5 Modelación de los pórticos ordinario y especial resistente a momentos en el software ABAQUS.

Para poder modelar el pórtico en el software primero se deben determinar las partes del modelo y los materiales que se van a usar. En este caso debemos determinar, cada parte que incluiremos en el modelado, como las vigas y la columna. (Khoshnoud & Marsono, 2012)

- Se crearán la viga y la columna con sus propias dimensiones, cada una por separado, esto de manera tridimensional, como se aprecia en la figura 22.
- Luego se generan los aceros de refuerzo, de forma plana, pero creando las longitudes que se necesitan además de las características geométricas de los estribos, como se muestra en la figura 22.
- Todas las partes generadas se realizan de forma independiente y solo una vez.

Figura. 22. Modelos generados en la herramienta Parts de estribos y columna – viga.

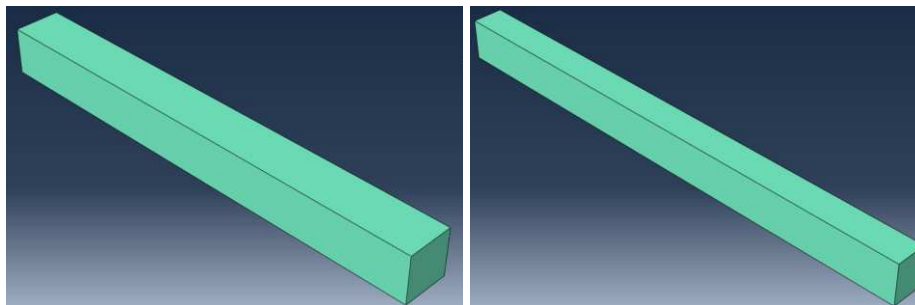


Nota. Realizado por los autores.

Una vez determinados los modelados se deben aplicar los materiales que han sido añadidos previamente, sin embargo, para poder aplicar el material al elemento, se debe crear una sección.

Para poder aplicar esa sección en el modelo respectivo, desde el hormigón que se aplican en la columna y viga, hasta el acero que se aplica en todos los elementos de acero de refuerzo. Cuando el material esta aplicado en el modelo este cambia de color a un tono turquesa, como se observa en la figura 23. (Khoshnoud & Marsono, 2012)

Figura. 23. *Elementos a los que se añadieron los materiales correspondientes.*



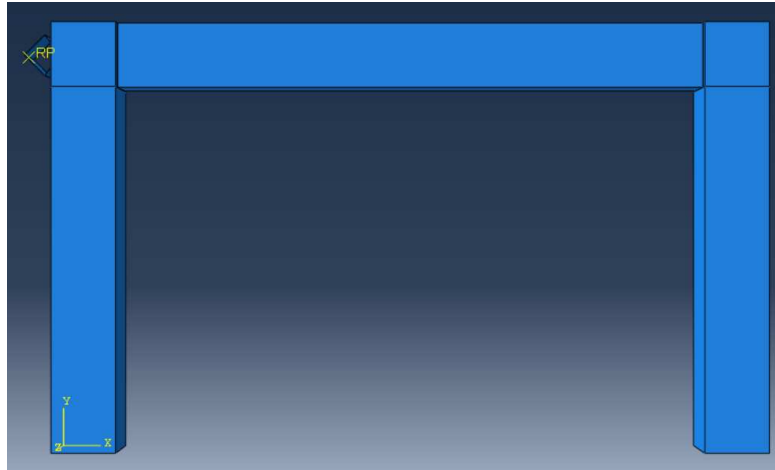
Nota. Realizado por los autores.

Es entonces que en la herramienta Assembly se aplica los modelos con todas sus características para empezar a armar el modelo respectivo, en este caso el pórtico con su armado. (Hamid , 2012)

Primero hay que tener en cuenta que cada elemento estará trabajando independiente y por su propia cuenta, aun así, no nos impide realizar el armado de nuestro modelo. Primero se debe trabajar con los elementos más simples en este caso la viga y la columna.(Khoshnoud & Marsono, 2012)

- Se colocan la viga y columna como independientes, y se posicionan en los sitios adecuados para formar el pórtico, además que la columna se añade de nuevo o se copia con una herramienta, para armar por completo el pórtico como se aprecia en la figura 24.

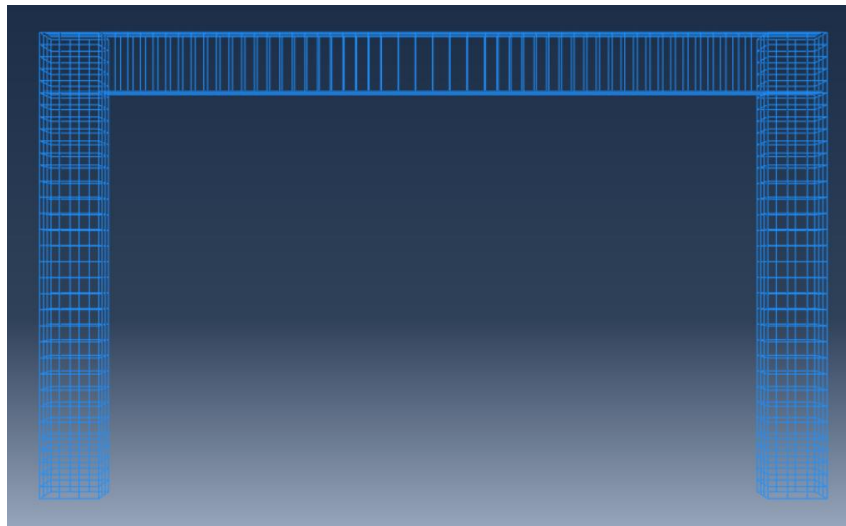
Figura. 24. *Armado del pórtico con los elementos de Viga y Columna.*



Nota. Realizado por los autores.

- Se procede a realizar la misma acción para el armado de la viga, colocando uno a uno los elementos requeridos. Con la respectiva herramienta vamos a generar copias para tener suficientes elementos necesarios y generamos el armado del pórtico, debe quedar como la figura 25.

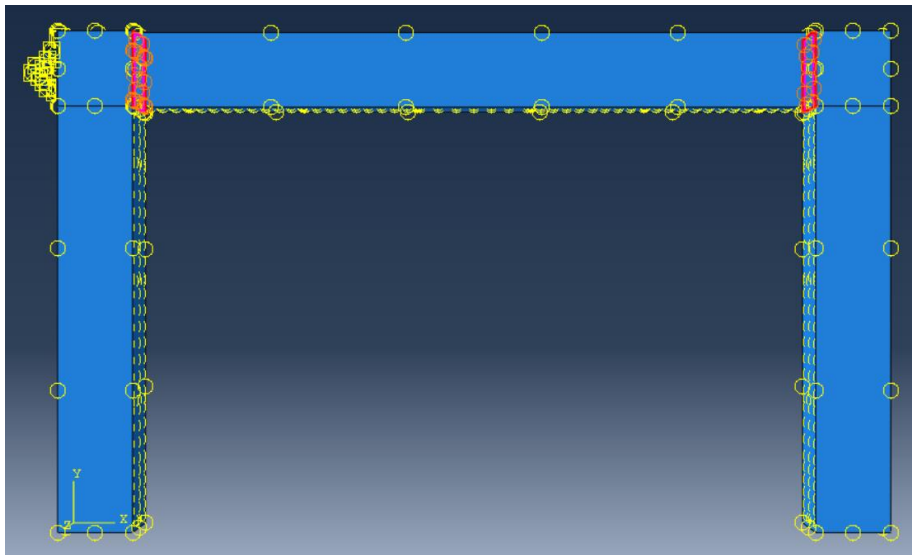
Figura. 25. Armado de la estructura en ABAQUS.

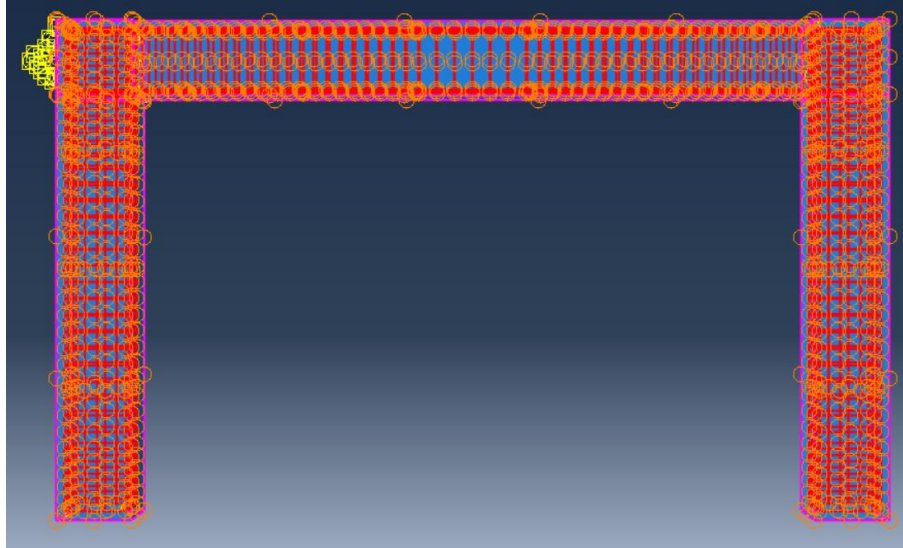


Nota. El armado de la estructura se encuentra embebido en el modelo. Realizado por los autores.

- Los elementos se verán dentro del pórtico (figura 24) por lo que para visualizarlos usaremos otras herramientas del software que permite visualizar solo el armado que está dentro del pórtico como en la figura 25, caso contrario solo veremos un pórtico sin poder localizar su armado.
- También debemos generar las interacciones del pórtico tanto la unión viga columna, como la interacción del pórtico con su armado como se aprecia en la figura 26.
- Por último, debemos tener en cuenta realizar la interacción de contacto con el soporte de la carga y la cara del elemento para generar el desplazamiento, pero dejando en claro que el mismo sea un elemento rígido no deformable.

Figura. 26. Visualización de la interacción unión viga-columna y del armado con el pórtico.





Nota. Realizado por los autores.

Una vez determinado las interacciones de los modelos, se puede mandar a analizar el modelo y así el programa represente el comportamiento del modelo, claro que para eso debemos definir el desplazamiento que queremos obtener en el modelo, y que resultados nos debe dar el programa.

(Khoshnoud & Marsono, 2012)

4 CAPITULO IV: ANÁLISIS Y RESULTADOS.

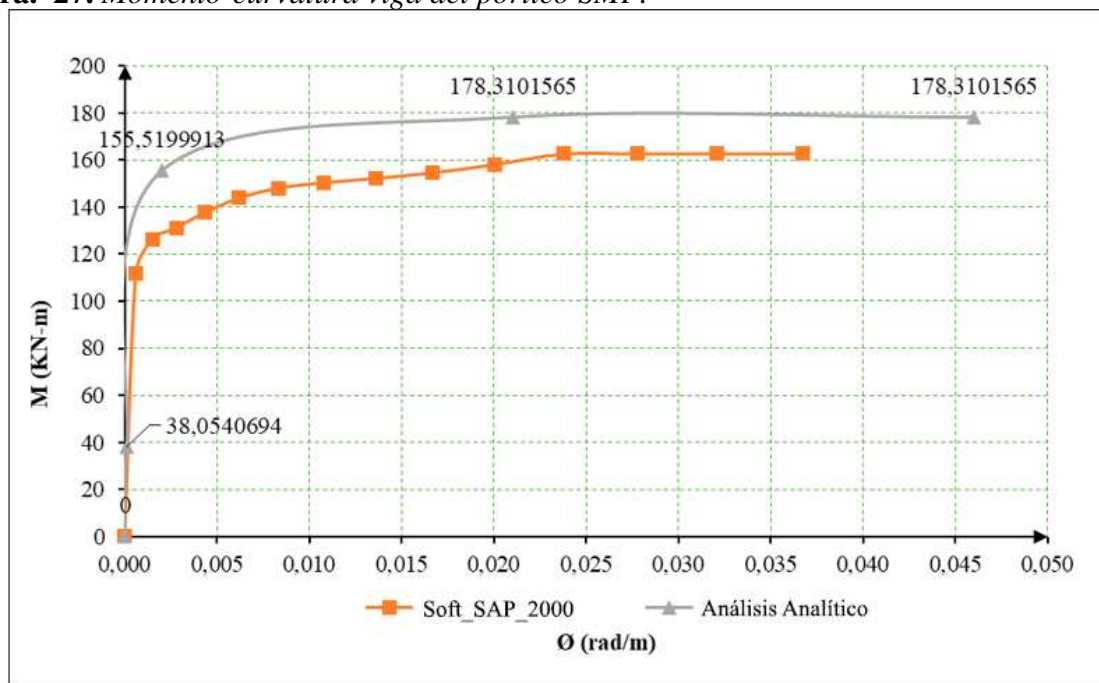
Para el análisis se extrajo del modelo principal un pórtico, al cual se aplican dos análisis, pórtico ordinario resistente a momento (OMF) y pórtico especial resistente a momento (SMF).

4.1 Análisis de los resultados obtenidos en ETABS.

4.1.1 Momento-curvatura viga del pórtico SMF.

En la figura 27, se observa un comportamiento del momento máximo no pasa de 180 kN*m, con la diferencia que los valores de momento entre el cálculo analítico y software SAP 2000, pero el comportamiento dúctil es el mismo en ambos casos.

Figura. 27. Momento-curvatura viga del pórtico SMF.

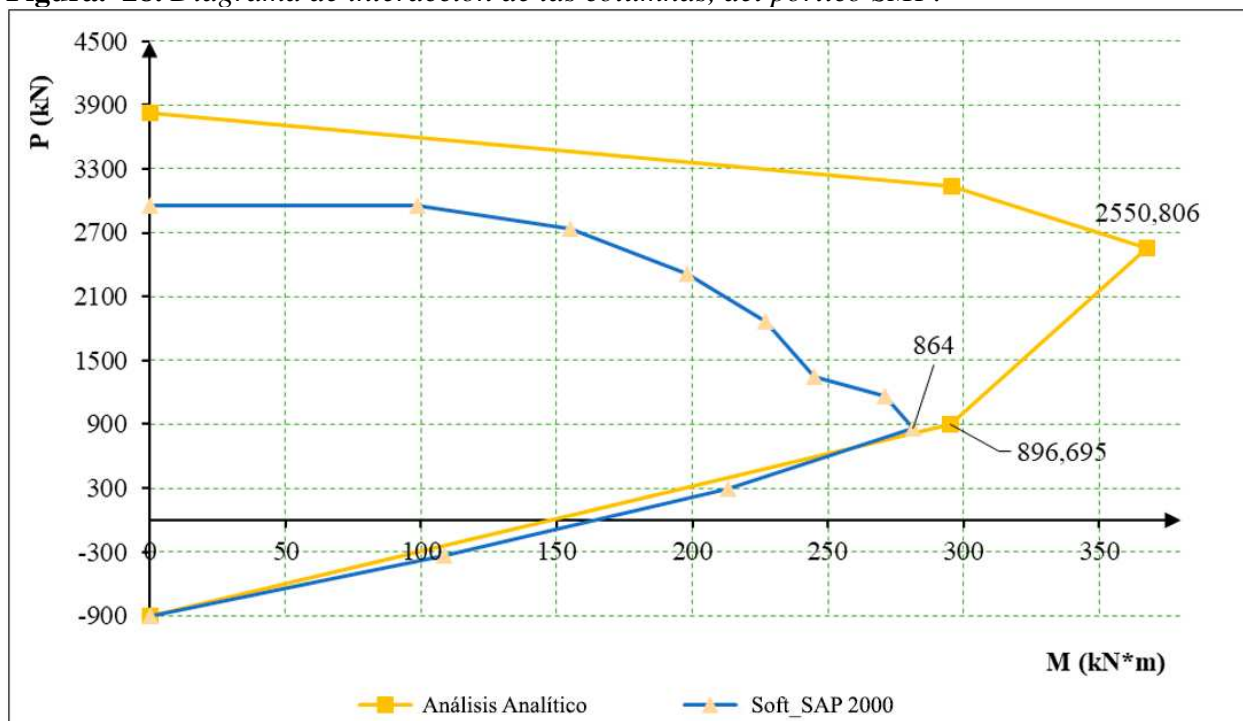


Nota. Realizado por los autores.

4.2 Diagrama de interacción del pórtico SMF.

En la figura 28, se observa un comportamiento de fuerza axial 2750 kN – 3900 kN, y de momento de 355 kN*m – 258kN*m, entre el cálculo analítico y software SAP 2000.

Figura. 28. Diagrama de interacción de las columnas, del pórtico SMF.

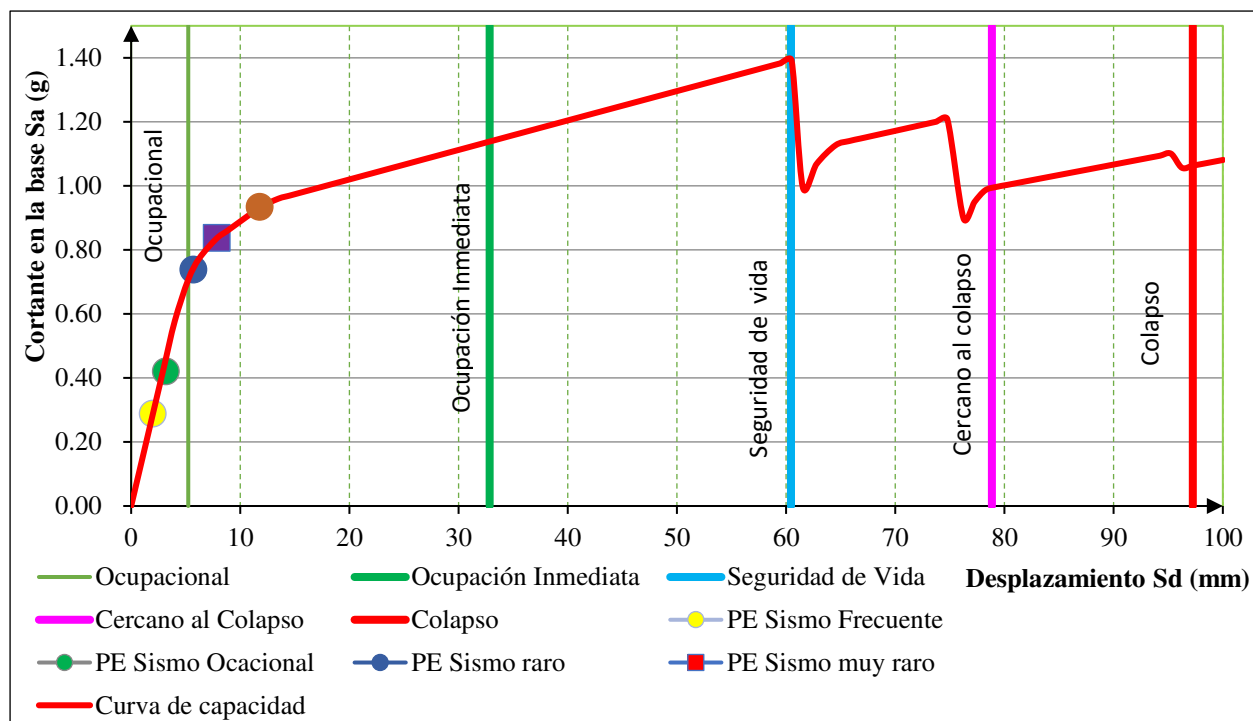


Nota. Realizado por los autores.

4.3 Desempeño del pórtico SMF.

En el diagrama de curva de capacidad (figura 29) que se obtuvo del programa ETABS, indica un desplazamiento espectral de 10 mm con una aceleración espectral de 0.8 g, por lo tanto, se encuentra en desempeño ocupacional para un sismo raro. En el desempeño de seguridad de vida la aceleración espectral es de más de 1.20 g y su desplazamiento espectral es de 40 mm. La curva de capacidad llega al colapso en un desplazamiento espectral de 97 mm con una aceleración espectral de 1 g.

Figura. 29. Desempeño del pórtico SMF.



Nota. Calificación del desempeño. Realizado por los autores.

4.4 Rótulas plásticas del pórtico (SMF).

El pórtico tiene un desplazamiento de 65 mm que se encuentra en un desempeño sísmico de seguridad de vida. La deriva máxima de la altura del pórtico es de 0.0216, que se consideró como el porcentaje de la altura, estos valores salieron de ETABS.

En la tabla 9 se evidencia con valores, el comportamiento de la rótula en la figura 30.

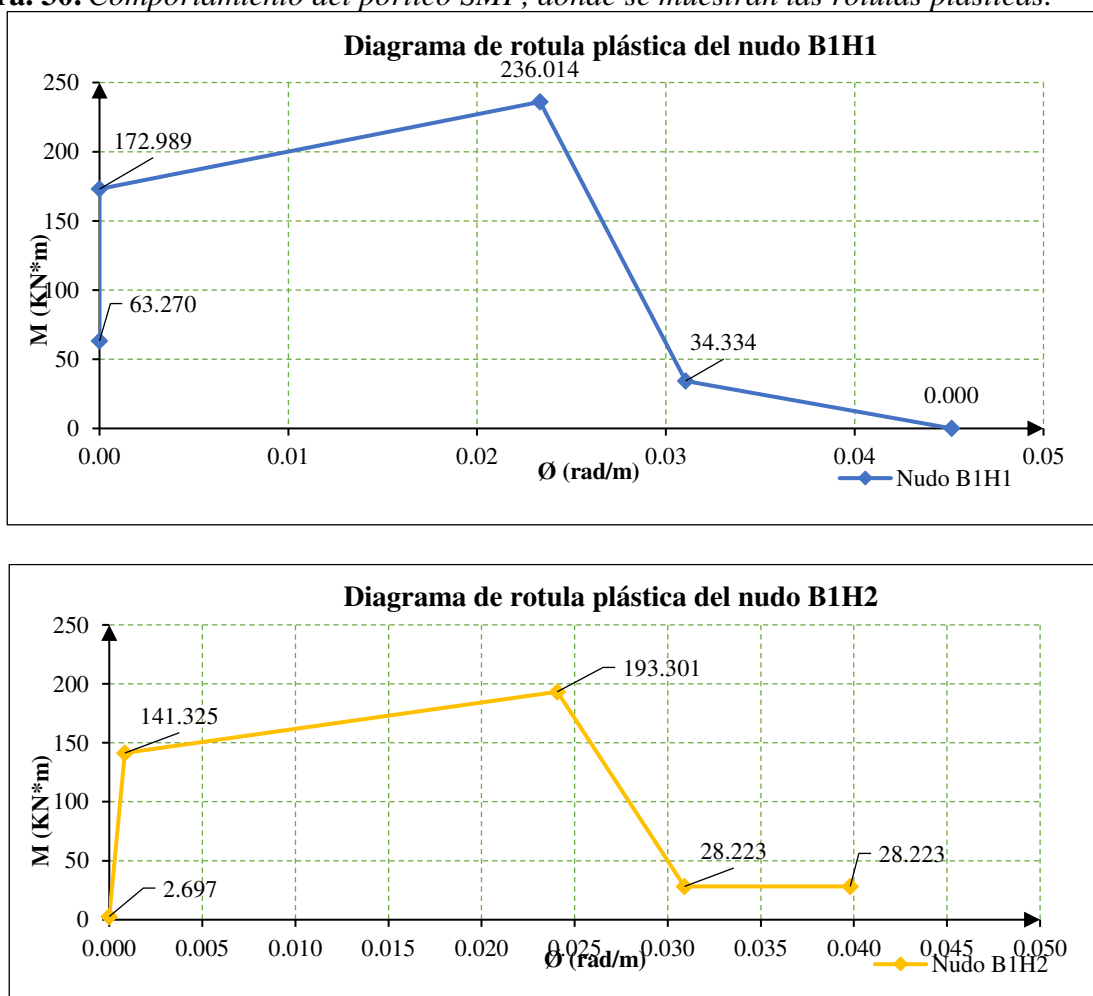
Tabla 9. Se muestran los valores de desempeño sísmico en los nudos del pórtico especial resistente a momento.

Nudo B1H1				Nudo B1H2			
Desempeño	Despl. (mm)	M3 (kN-m)	R3 (rad)	Desempeño	Despl. (mm)	M3 (kN-m)	R3 (rad)
	0	63.270	0.000		0	2.697	0.000
IO	5	172.989	0.000	IO	12	141.325	0.001
LS	59	236.014	0.023	LS	72	193.301	0.024
CP	60	34.334	0.031	CP	73	28.223	0.031
C	93	0.000	0.045		93	28.223	0.0398

Nota. Datos obtenidos del software ETABS, realizado por los autores.

En los gráficos siguientes se puede observar como la rótula de cada nudo tiene una ductilidad junto al incremento del momento resistente que recibe. En el caso del nudo B1H1 el comportamiento atraviesa varias etapas con incrementos y reducciones en su momento resistente antes de llegar a cero con su ductilidad máxima. Mientras que el nudo B1H2 tiene incrementos menores al nudo anterior sin embargo las ductilidades son iguales, su momento no llega a cero debido a que la rótula no colapsa.

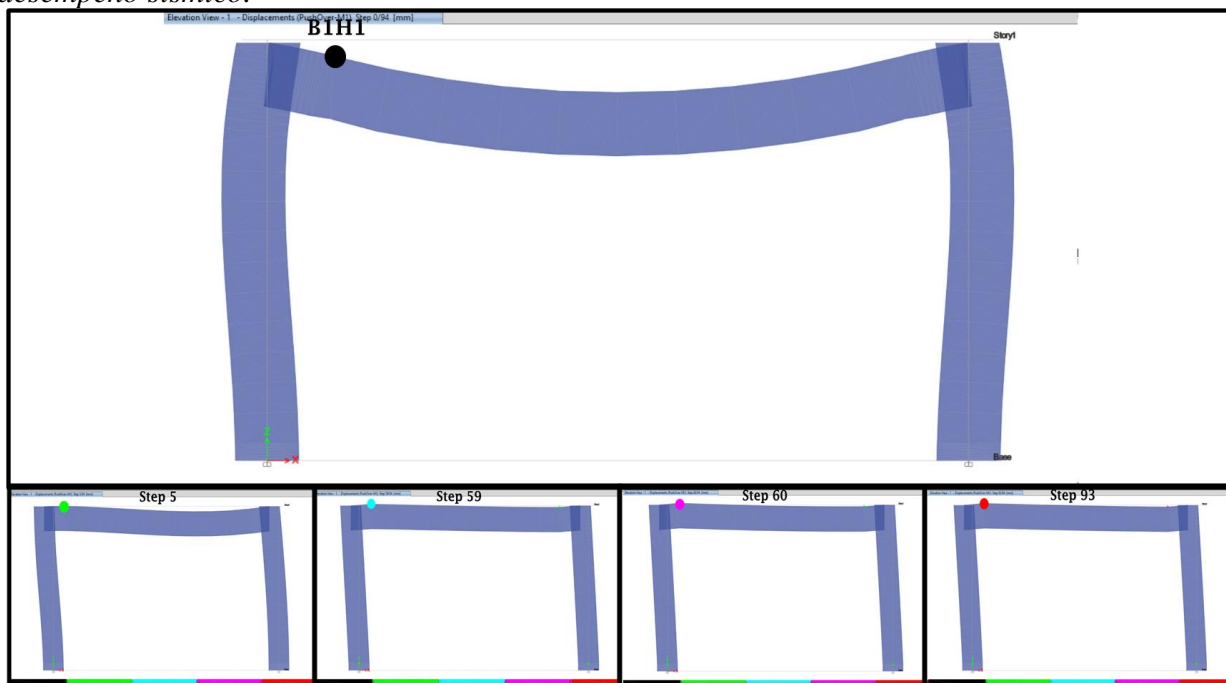
Figura. 30. Comportamiento del pórtico SMF, donde se muestran las rótulas plásticas.



Nota. Realizado por los autores.

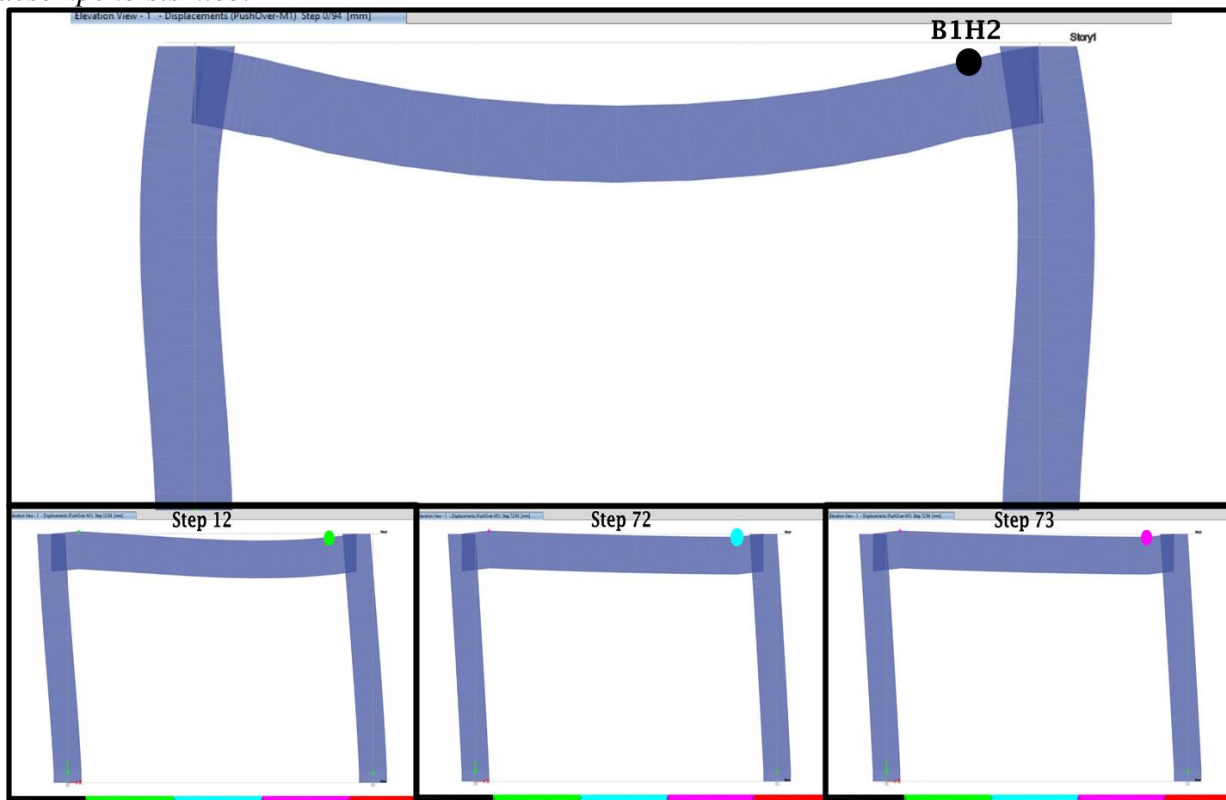
En el comportamiento del nudo B1H1 la rótula plástica llega a su colapso total, mientras que en el nudo B1H2 la rótula solo llega hasta prevención al colapso (Figura 31 y 32). El comportamiento es el mismo representado en la tabla 9.

Figura. 31. Comportamiento de la Rótula BIH1 en los pasos importantes que produce el desempeño sísmico.



Nota. Adoptado del software ETABS 20.2, realizado la captura por los autores.

Figura. 32. Comportamiento de la Rótula BIH2 en los pasos importantes que produce el desempeño sísmico.

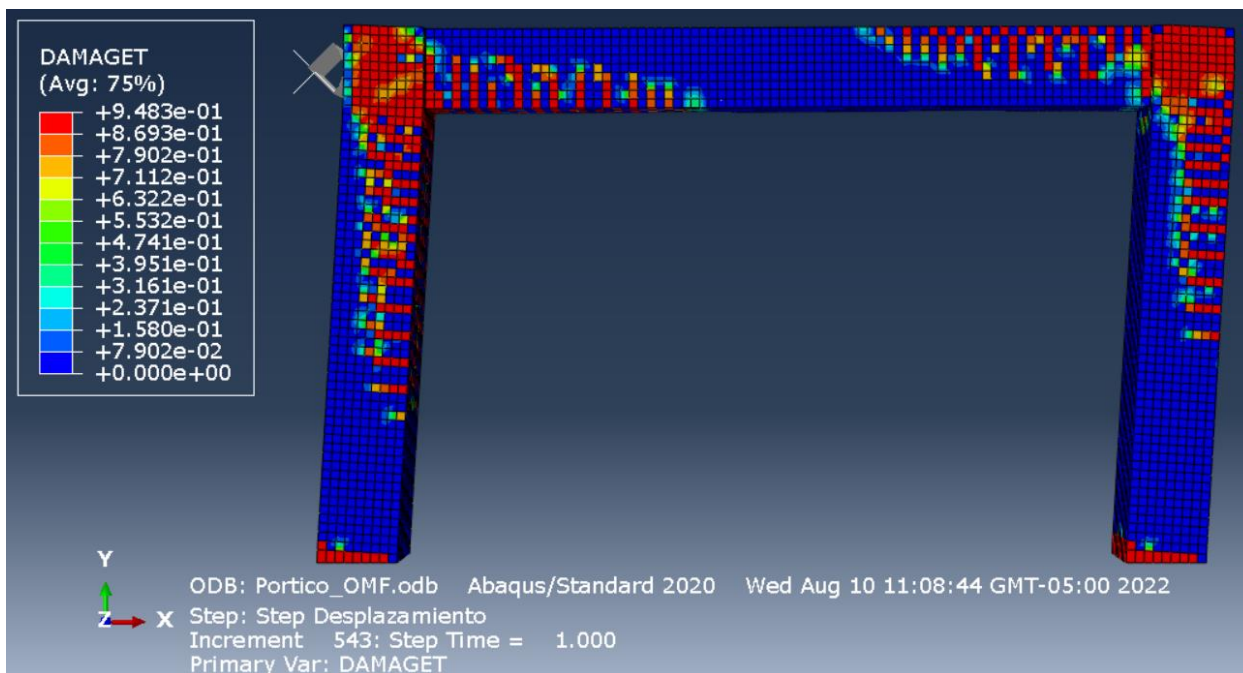


Nota. Adoptado del software ETABS 20.2, realizado la captura por los autores.

4.5 Análisis de los resultados obtenidos en ABAQUS.

Observamos que las fisuras están más separadas a diferencia del pórtico OMF.

Figura. 33. Representación del daño por agrietamiento del pórtico OMF.

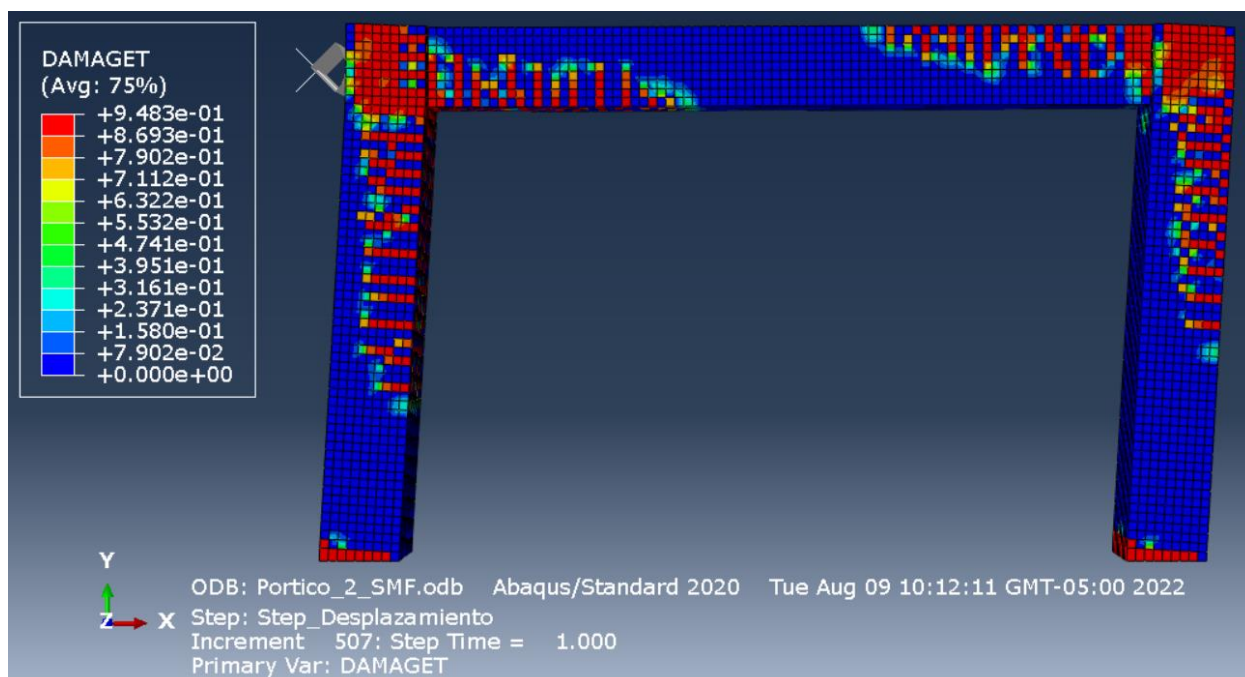


Nota. Realizado por los autores.

El pórtico OMF también concentra sus daños en los nudos, pero su daño por fisuramiento no es por una rótula plástica, se produce por falla frágil en el hormigón y el acero no fluye. El motivo se debe a que no se diseñó una distribución de acero de refuerzo para el pórtico ordinario porque no existe una recomendación en la normativa.

Se observa cómo se distribuye el daño por agrietamiento con un color rojo, teniendo una distribución de daño en el pórtico como en la viga, columna y nudo.

Figura. 34. Representación del daño por agrietamiento del pórtico SMF.



Nota. Realizado por los autores.

En el pórtico SMF el objetivo era obtener un daño controlado mediante la distribución del acero transversal de refuerzo, figura 33. Los nudos del pórtico reciben un daño total, mientras que la zona de las rótulas sufre de fisuramiento, pero no por una falla frágil del hormigón más bien por una falla de comportamiento plástico y dúctil en su acero de refuerzo.

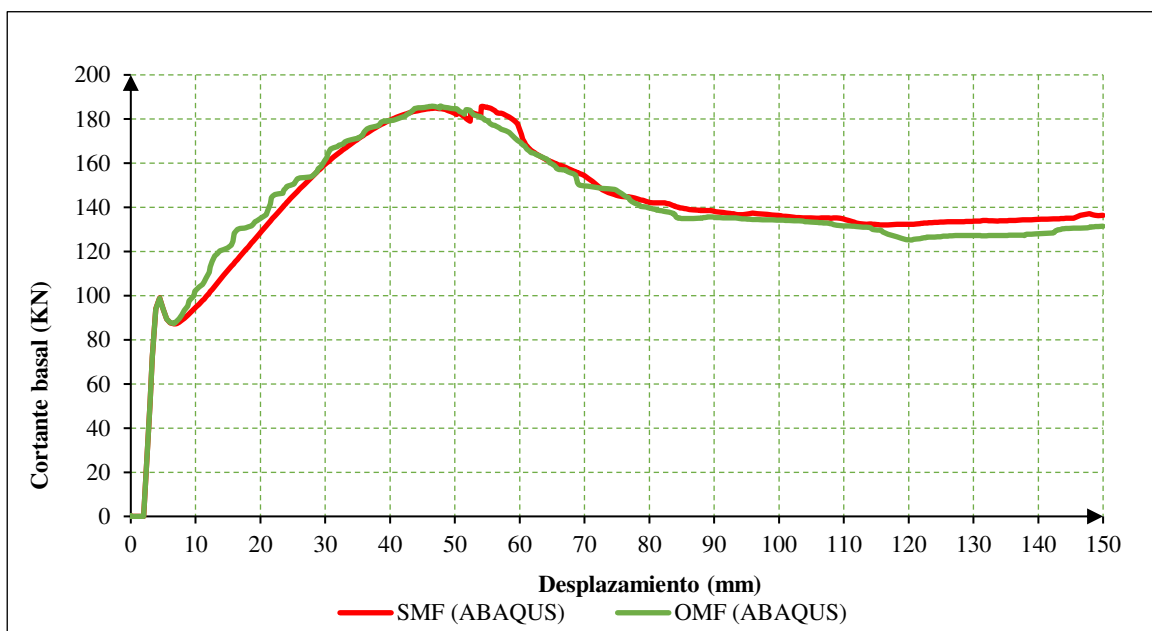
4.5.1 Comparación entre las gráficas de fuerza deformación entre ambos tipos de pórticos y del pórtico SMF en los distintos softwares.

Extraemos la gráfica de fuerza – deformación de ABAQUS y ETABS para facilitar las comparativas entre los modelos.

La gráfica indica que ambos pórticos tienen el mismo comportamiento inicial dentro de los primeros 5 mm de deformación. A partir de una deformación superior a 7 mm su comportamiento se diferencia.

Se observa que la gráfica OMF tiene un incremento del cortante basal un poco antes que el SMF (figura 35), sin embargo, el cortante basal cae inmediatamente en una deformación de 50 mm, mientras que el SMF su cortante basal cae en la deformación de 60 mm.

Figura. 35. Comparativa de gráficas fuerza – deformación entre pórtico SMF y pórtico OMF.

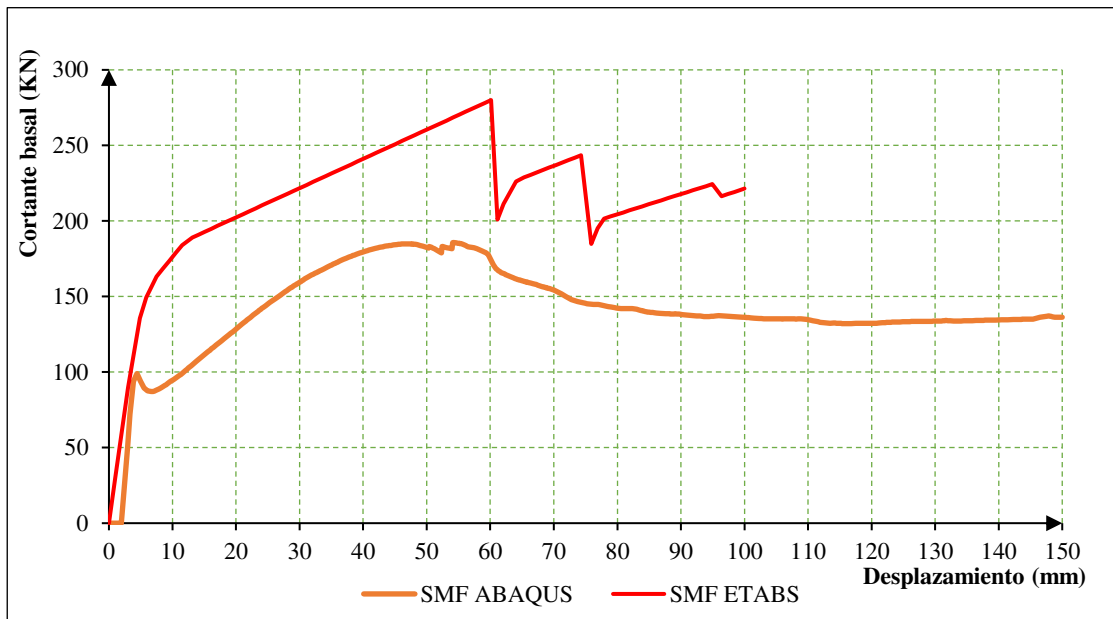


Nota. Realizado por autores.

En la siguiente gráfica, (figura 36) comparamos el pórtico SMF tanto de ETABS como de ABAQUS. La gráfica de ETABS tiene un comportamiento inesperado al llegar a fuerzas cortantes muy superiores que las obtenidas en ABAQUS, sin embargo, al inicio podemos observar un comportamiento parecido.

La gráfica de ABAQUS tiene una caída en su cortante en una deformación de 5 mm aproximadamente, debido a la resistencia a la cedencia que tiene el hormigón además de otros factores. Aun así, la reducción de las fuerzas se sigue produciendo en la deformación de 60 mm en ambas gráficas.

Figura. 36. Gráfica de esfuerzo – deformación para comparación entre las curvas de ETABS y ABAQUS.



Nota. Realizado por los autores.

5 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

- Al haber obtenido un resultado muy diferente entre los resultados de ambos softwares se demuestra que el análisis realizado en ABAQUS es mucho más complejo que el realizado en ETABS. Factores como; el tamaño del elemento finito discretizado, los modelos constitutivos no lineales, la complejidad de solución explícita de una estructura dentro, han establecido un punto crítico dentro de la investigación ya que demanda tiempo y recursos más sofisticados.
- El tamaño de la malla fue uno de los principales problemas que se vio en el desarrollo de la investigación ya que en términos de análisis del daño en el hormigón se debería trabajar con un mallado del orden de 1 mm para capturar correctamente el daño y los posibles tipos de fallas que se presenten, en ABAQUS. Sin embargo, la capacidad computacional con la que se contaba limitaba la corrida de la estructura a un tamaño de la malla de 50 mm.
- El software ETABS simplifica el cálculo del pórtico tomando el elemento como tipo barra (sin elementos finitos), considera todo el comportamiento de manera general. Las conexiones que aplica son perfectas y no considera otros tipos de fallas al forzar solamente las rótulas. ABAQUS es un programa que trata de acercarse al comportamiento real y ETABS es más teórico.
- El mallado es uno de los principales casos que, por las capacidades computacionales evitaron un análisis con mayor detalle en sus divisiones. Es posible que los daños en la rótula se aprecian en mayor medida si el mallado fuera más reducido.
- Los modelos constitutivos habría que probar otros tipos de comportamientos de materiales en este caso los modelos del acero eran bilineales. Sería recomendado probar un modelo no

lineal. Al ser análisis que toman más de 3 horas no se contaba con el tiempo para seguir realizando pruebas.

- Para el modelo constitutivo del hormigón el daño plástico (CDP) debería profundizar más en este apartado. Todos los datos proporcionados por el Eurocódigo se tomaron según las recomendaciones de diseño con el objetivo de optimizar el tiempo en la configuración de los modelos constitutivos.
- El daño de la rótula se aprecia en cómo se distribuyen cerca del nudo, hay una franja entera indicando el momento del colapso de la rótula derecha. El pórtico OMF no muestra esta misma disposición, evidenciando que el pórtico SMF usó una rótula para controlar el daño producido.
- Ambos pórticos SMF y OMF no tienen demasiadas diferencias en el gráfico de fuerza – deformación al mantener un mismo diseño geométrico y disposición en el tamaño de aceros de refuerzo. Sin embargo, la disposición en las separaciones no es igual lo que evidencia pequeños cambios en puntos específicos del gráfico.
- El desempeño de ambos pórticos en la gráfica apenas y llega a ocupación inmediata, la razón es que su diseño se basa en un edificio de 5 pisos del cual se extrajo el pórtico. El desempeño para el cual se diseñó el pórtico es tomando en cuenta toda la estructura mientras que el análisis de la rótula se llevó a cabo aislando el pórtico del edificio.
- Como recomendación para futuras investigaciones, se puede usar el software ABAQUS para otros análisis y no solo para sistemas aporticados, lo único que se requiere es el correcto manejo de los parámetros de entrada. También se puede continuar la investigación cambiando los parámetros de los materiales constitutivos para comparar los resultados.

BIBLIOGRAFÍA.

- ACI, 318-19. (2019). Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318-19)
Comentario de Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318R-19).
- ACI, 318S-14. (2015). Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-14)
Comentario de Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318SR-14).
- ASCE. (2017). Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. AMERICAN SOCIETY
OF CIVIL ENGINEERS.
- ASCE/SEI, 7-16. (2017). Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and
Other Structures. American Society of Civil Engineers.
<https://doi.org/10.1061/9780784414248>
- FEMA 356, F. E. M. A. (2000). Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of
Buildings. Federal Emergency Management Agency.
<https://www.nehrp.gov/pdf/fema356.pdf>
- FEMA 440, F. E. M. A. (2005). Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures.
FEMA-440, Redwood City, 7(9), 11.
- Fernández, M. V., & Pérez, E. L. (2001). El método de los elementos finitos aplicado al análisis
estructural. Noela.
- García Núñez, M. A. (2018). Estudio sobre la efectividad del factor de sobre-resistencia del
criterio columna fuerte-viga débil en el diseño sísmico de pórticos de hormigón mediante
el análisis dinámico no lineal [Master's Thesis, Universitat Politècnica de Catalunya].
<http://hdl.handle.net/2117/118142>

- Hafezolghorani, M., Hejazi, F., Vaghei, R., Jaafar, M., & Karimzadeh, K. (2017). Simplified Damage Plasticity Model for Concrete. *Structural Engineering International*, 27, 68-78.
<https://doi.org/10.2749/101686616X1081>
- Khoshnoud, H., & Marsono, A. (2012). ABAQUS for reinforced concrete structures workshop linear analysis. Universiti Teknologi Malasia.
- McCormac, J. (2013). *Diseño de estructuras de acero*. Alfaomega Grupo Editor.
- Moreno Piza, N. (2017). Efecto de las fibras de acero sobre el confinamiento de columnas de concreto. <http://hdl.handle.net/10654/16830>
- NEC-SE-DS, N. E. de la C. (2014). *NEC-SE-DS Peligro Sísmico Diseño Sísmo Resistente*.
- UNE-EN 1992-1-1, C. E. de N. (2010). *Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón*. Aenor.

6 ANEXOS

ANEXO 1:

Memoria de cálculo

Diseño del pórtico especial resistente a momento (SMF).

Dimensiones del pórtico.

- Luz de la viga. $l := 5 \text{ m}$
- Altura de la columna. $l_u := 3000 \text{ mm}$
- 5% del amortiguamiento crítico para hormigón armado. $\xi := 5\%$

Caracterización de cargas..

$$D := 47.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad L := 17.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Coef. Amplificación del suelo en la zona de periodo corto. $F_a := 1.4$ NEC-SE-DS 3.2.2 a) pg. 31

$S_S := 0.6$ Curvas de iso-ordenadas de período corto

$$S_{DS} := \frac{2}{3} \cdot F_a \cdot S_S \cdot \xi = 0.028 \quad \text{ASCE/SEI 7:2010 2.5 pág. 27}$$

$$W_u := (1.2 + 0.2 S_{DS}) \cdot D + 1.6 \cdot L = 85.266 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Propiedades mecánicas del hormigón y del acero de refuerzo.

- Concreto, $f'_c := 27.58 \text{ MPa} = 27580 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

ACI 318-19 19.2.1.1 pg. 367

- Módulo de elasticidad, $E_c := 1150 \cdot \sqrt[3]{67.9 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \text{MPa}}} = 24638.725 \text{ MPa}$

ACI 318-19 19.2.2.1 (a) pg. 368

- Peso específico del hormigón, $w_c := 2400 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3} = 23.536 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$

- Módulo de elasticidad, $E_c := 4700 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \text{MPa}} = 24682.832 \text{ MPa}$

ACI 318-19 19.2.2.1 (b) pg. 368
(hormigón de peso normal)

Relación de poisson's, $\mu_{cu} := 0.2$

- Tamaño máximo de la partícula, $d_{agg} := \frac{3}{4} \text{ in}$

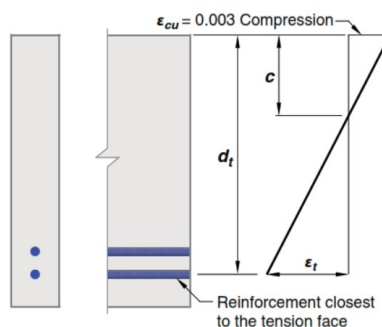
- Factor de modificación, $\lambda := \left\{ \begin{array}{l} \text{if } w_c < 1600 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} 0.75 \\ \text{if } 1600 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3} < w_c \leq 2160 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} 0.00047 \cdot \frac{w_c}{\text{kgf}} \\ \quad \quad \quad \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3} \end{array} \right. \\ \text{if } w_c > 2160 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} 1 \end{array} \right. \end{array} \right. \right. = 1$

ACI 318-19 19.2.4.1 (a) pg. 369

- Módulo de ruptura $f_r := 0.62 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c \cdot \text{MPa}} = 3.256 \text{ MPa}$

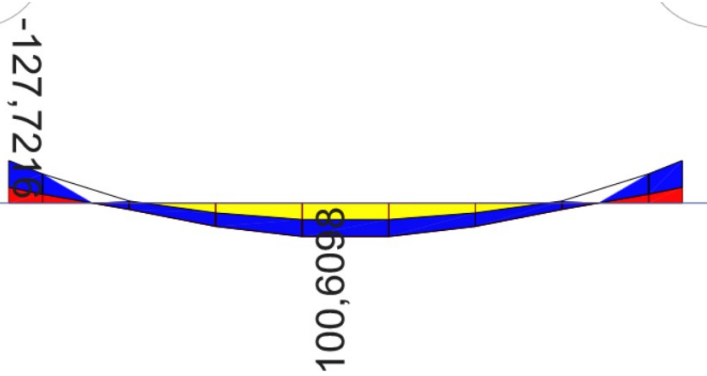
ACI 318-19 19.2.3.1 (a) pg. 369

- Deformación máxima del concreto, $\epsilon_{cu} := 0.003$



ACI 318-19 22.2.2.1

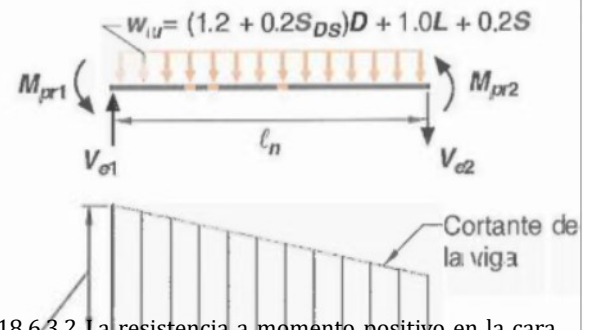
- Resistencia a Flexión en viga.



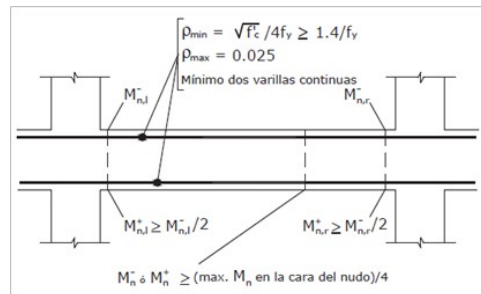
- Momento último positivo, $M_{up} := 100.6098 \text{ kN} \cdot \text{m}$

- Momento último Negativo, $M_{un} := 127.7216 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$$M_{uv} := \begin{bmatrix} M_{un} \\ M_{un} \\ \max\left(\frac{M_{un}}{4}, M_{up}\right) \\ \max\left(\frac{M_{un}}{4}, M_{up}\right) \\ \max\left(\frac{M_{un}}{2}, M_{up}\right) \\ \max\left(\frac{M_{un}}{2}, M_{up}\right) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 127.722 \\ 127.722 \\ 100.61 \\ 100.61 \\ 100.61 \\ 100.61 \end{bmatrix} \text{ kN} \cdot \text{m}$$



ACI318-19. 18.6.3.2 La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del miembro, debe ser al menos igual a un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos.



Predimensionamiento de la sección de la viga

- Escoger condiciones de apoyo,

$\eta :=$ Ambos extremos continuos

$\eta = 21$

- Altura mínima de la viga $h_m := \frac{l}{\eta} = 238.095 \text{ mm}$

- Altura de la viga elegida $h_v := 450 \text{ mm}$

- Base mínima la viga

$b_m := \max(0.3 \cdot h_v, 250 \text{ mm}) = 250 \text{ mm}$

- Altura de la viga elegida $b_v := 300 \text{ mm}$

$l_n := l - b_v = 4700 \text{ mm}$

Asignación del acero de refuerzo.

Refuerzo de acero Negativa

- Seleccionar varilla de refuerzo propuesto $\phi_{sn} := 18 \text{ mm}$

$$A_{s_n} := \frac{\phi_{sn}^2 \cdot \pi}{4} = 254.469 \text{ mm}^2$$

Refuerzo de acero Positivo

- Seleccionar varilla de refuerzo propuesto,

$\phi_{sp} := 16 \text{ mm}$

$$A_{s_p} := \frac{\phi_{sp}^2 \cdot \pi}{4} = 201.062 \text{ mm}^2$$

ACI 318-19 Tabla 9.3.1.1 pg.133

Tabla 9.3.1.1 — Altura mínima de vigas no preesforzadas

Condición de apoyo	Altura mínima, h [1]
Simplemente apoyada	$l/16$
Con un extremo continuo	$l/18.5$
Ambos extremos continuos	$l/21$
En voladizo	$l/8$

[1] Los valores son aplicables al concreto de peso normal y $f_y = 420 \text{ MPa}$.

Para otros casos, la altura mínima h debe modificarse de acuerdo con 9.3.1.1.1 a 9.3.1.1.3, según corresponda.

ACI 318-19 18.62.1 Limites dimensiones.

$$A_{sv} := \begin{bmatrix} A_{s_n} \\ A_{s_n} \\ A_{s_n} \\ A_{s_p} \\ A_{s_p} \\ A_{s_p} \end{bmatrix}$$

Estribo

- Seleccionar varilla de estribo propuesto,

$$\phi_e := 10 \text{ mm}$$

$$A_e := \frac{\phi_e^2 \cdot \pi}{4} = 78.54 \text{ mm}^2$$

Recubrimiento y separación estribo del acero de refuerzo.

$$rec_m := rec_n + \frac{\phi_{sn}}{2} + \phi_e = 59 \text{ mm}$$

$$d := \begin{bmatrix} h_v - rec_m \\ h_v - rec_m \\ h_v - rec_m \\ h_v - rec_m \\ h_v - rec_m \\ h_v - rec_m \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 391 \\ 391 \\ 391 \\ 391 \\ 391 \\ 391 \end{bmatrix} \text{ mm}$$

ACI 318-19 20.5.1.3.1

Determinación de cuantía de acero doblemente armado.

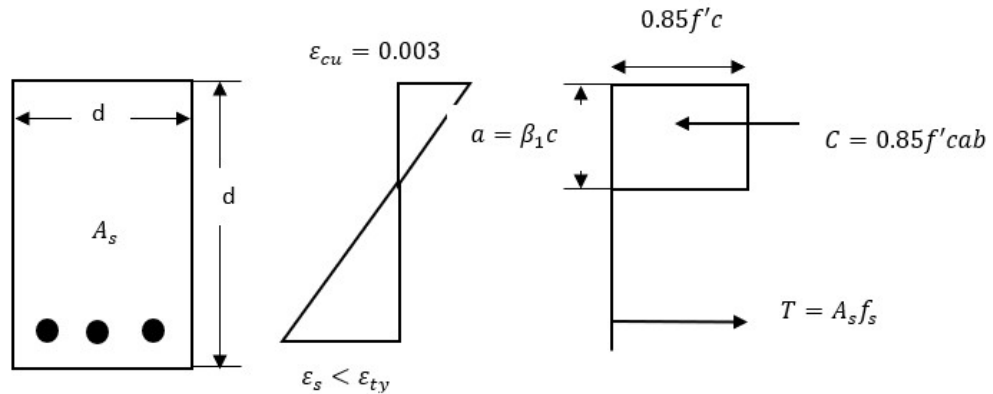
Profundidad del bloque compresión y tensión del modelo rectángulo equivalente de Whitney.

$$C = T$$

$$0.85 \cdot f'_c \cdot b_v \cdot d \cdot a = A_{scal} \cdot f_y$$

$$a = \frac{A_{scal} \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b_v}$$

$$M_{uv} = \begin{bmatrix} 127.722 \\ 127.722 \\ 100.61 \\ 100.61 \\ 100.61 \\ 100.61 \end{bmatrix} \text{ kN} \cdot \text{m}$$



$$a := \begin{bmatrix} 55.555 \\ 55.555 \\ 43.019 \\ 43.019 \\ 43.019 \\ 43.019 \end{bmatrix} \text{ mm}$$

Verificar que cumpla

$$\phi_f = 0.9$$

Acero requerido.

$$A_{scal} := \frac{M_{uv}}{\phi_f \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)} = \begin{bmatrix} 930.25 \\ 930.25 \\ 720.353 \\ 720.353 \\ 720.353 \\ 720.353 \end{bmatrix} \text{ mm}^2$$

$$a_c := \frac{(A_{scal} \cdot f_y)}{0.85 \cdot f'_c \cdot b_v} = \begin{bmatrix} 55.554 \\ 55.554 \\ 43.019 \\ 43.019 \\ 43.019 \\ 43.019 \end{bmatrix} \text{ mm}$$

$$A_{scal} := \frac{0.85 \cdot f'_c \cdot b_v \cdot d}{f_y} \cdot \sqrt{\left(\frac{0.85 \cdot f'_c \cdot b_v \cdot d}{f_y}\right)^2 - \left(\frac{1.7 \cdot f'_c \cdot b_v \cdot M_{uv}}{\phi_f \cdot f_y^2}\right)} = \begin{bmatrix} 930.249 \\ 930.249 \\ 720.353 \\ 720.353 \\ 720.353 \\ 720.353 \end{bmatrix} \text{ mm}^2$$

1ra verificación de deformación del acero.

$$c_c := \frac{a_c}{\theta_1} = \begin{bmatrix} 65.358 \\ 65.358 \\ 50.611 \\ 50.611 \\ 50.611 \\ 50.611 \end{bmatrix} \text{ mm} \quad \text{Bloque de esfuerzos a compresión}$$

$$\epsilon_{sreal} := \epsilon_{cu} \cdot \frac{(d - c_c)}{c_c} = \begin{bmatrix} 0.0149 \\ 0.0149 \\ 0.0202 \\ 0.0202 \\ 0.0202 \\ 0.0202 \end{bmatrix}$$

Deformación unitaria.

$$\epsilon_{ac} := \epsilon_{cu} + \frac{f_y}{E_s} = 0.005 \quad \epsilon_{sreal} \geq \epsilon_{ac} \quad \text{Cumple}$$

Acero mínimo.

$$A_{gv} := b_v \cdot h_v = 135000 \text{ mm}^2$$

$$A_{sgeo} := 0.0018 \cdot A_{gv} = 243 \text{ mm}^2$$

ACI 318 19 7.6.1.1 Refuerzo mínimo a flexión.

Determinación de cuantía de acero real.

$$A_{sreal} := \max(A_{scal}, A_{sgeo}) \rightarrow \begin{bmatrix} 930.24876845716585 \cdot \text{mm}^2 \\ 930.24876845716585 \cdot \text{mm}^2 \\ 720.35270855600083 \cdot \text{mm}^2 \\ 720.35270855600083 \cdot \text{mm}^2 \\ 720.35270855600083 \cdot \text{mm}^2 \\ 720.35270855600083 \cdot \text{mm}^2 \end{bmatrix}$$

$$a_{real} := \frac{(A_{sreal} \cdot f_y)}{0.85 \cdot f'_c \cdot b_v} = \begin{bmatrix} 55.554 \\ 55.554 \\ 43.019 \\ 43.019 \\ 43.019 \\ 43.019 \end{bmatrix} \text{ mm}$$

$$c_{real} := \frac{a_{real}}{\theta_1} = \begin{bmatrix} 65.357 \\ 65.357 \\ 50.611 \\ 50.611 \\ 50.611 \\ 50.611 \end{bmatrix} \text{ mm} \quad \text{Bloque de esfuerzos a compresión}$$

2da verificación de deformación del acero.

$$\epsilon_{sreal} := \epsilon_{cu} \cdot \frac{(d - c_{real})}{c_{real}} = \begin{bmatrix} 0.0149 \\ 0.0149 \\ 0.0202 \\ 0.0202 \\ 0.0202 \\ 0.0202 \end{bmatrix}$$

Deformación unitaria.

$$\epsilon_{ac} := \epsilon_{cu} + \frac{f_y}{E_s} = 0.005 \quad \epsilon_{sreal} \geq \epsilon_{ac} = \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \end{bmatrix} \quad \text{Cumple}$$

Calculo de separación.

- Separación mínima para el estribo: $s_{est} := \min\left(\frac{d}{4}, 150 \text{ mm}, 6 \cdot \phi_{sn}\right) = 97.75 \text{ mm}$ ACI 318-19 18.6.4.4

- Separación mínima del esfuerzo: $s_{min} := \min\left(\phi_{sn}, 25 \text{ mm}, \frac{4}{3} \cdot d_{agg}\right) = 18 \text{ mm}$ ACI 318-19 25.2.1

$f_s := \frac{2}{3} \cdot f_y = 280 \text{ MPa}$ $c_c := rec_m = 59 \text{ mm}$

- Separación máximo del esfuerzo:
 $s_{max} := \max\left(380 \cdot \left(\frac{280}{f_s}\right) \text{ mm} - 2.5 c_c, 300 \cdot \left(\frac{280}{f_s}\right) \text{ mm}\right) = 300 \text{ mm}$ ACI 318-19 24.3.2

$$N_{barras\,cal} := \frac{A_{s\,real}}{A_{sv}} = \begin{bmatrix} 3.656 \\ 3.656 \\ 2.831 \\ 3.583 \\ 3.583 \\ 3.583 \end{bmatrix} \quad Sep_{cal} := \frac{b_v - rec_m \cdot 2}{N_{barras\,cal}} = \begin{bmatrix} 49.786 \\ 49.786 \\ 64.293 \\ 50.799 \\ 50.799 \\ 50.799 \end{bmatrix} \text{ mm}$$

Para el detalle de la sección del hormigón

$$Sep_{real} := \begin{bmatrix} 45 \\ 45 \\ 45 \\ 45 \\ 45 \\ 45 \end{bmatrix} \text{ mm}$$

$$N_{barras\,adp} := \frac{b_v - rec_m \cdot 2}{Sep_{real}} = \begin{bmatrix} 4.044 \\ 4.044 \\ 4.044 \\ 4.044 \\ 4.044 \\ 4.044 \end{bmatrix}$$

$$N_{barras\,real} := \begin{bmatrix} 4 \\ 4 \\ 4 \\ 4 \\ 4 \\ 4 \end{bmatrix}$$

$$AS_{real} := N_{barras\,real} \cdot A_{sv}$$

$$AS_{real} = \begin{bmatrix} 1017.876 \\ 1017.876 \\ 1017.876 \\ 804.248 \\ 804.248 \\ 804.248 \end{bmatrix} \text{ mm}^2$$

$$AS_{real_0} = 1017.876 \text{ mm}^2$$

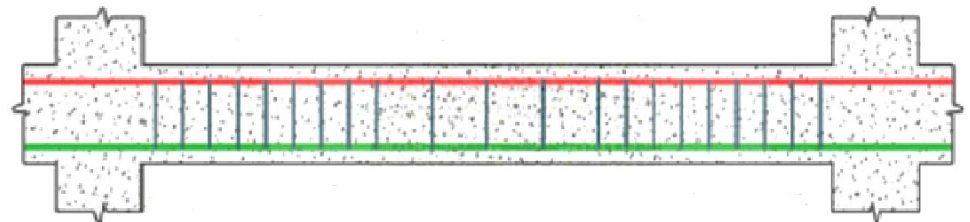
$$AS_{real_2} = 1017.876 \text{ mm}^2$$

$$AS_{real_1} = 1017.876 \text{ mm}^2$$

$$N_{barras\,real_0} = 4$$

$$N_{barras\,real_2} = 4$$

$$N_{barras\,real_1} = 4$$



$$\rho := \frac{AS_{real}}{(b_v \cdot d)} = \begin{bmatrix} 0.00868 \\ 0.00868 \\ 0.00868 \\ 0.00686 \\ 0.00686 \\ 0.00686 \end{bmatrix}$$

$$AS_{real_4} = 804.248 \text{ mm}^2$$

$$AS_{real_3} = 804.248 \text{ mm}^2$$

$$AS_{real_5} = 804.248 \text{ mm}^2$$

$$N_{barras\,real_4} = 4$$

$$N_{barras\,real_3} = 4$$

$$N_{barras\,real_5} = 4$$

Cálculo de momento probable en la viga.

$\alpha := 1.25$

$$M_{pr1} := \alpha \cdot AS_{real_0} \cdot f_y \cdot \left(d_0 - \frac{0.85 \cdot f'c \cdot b_v}{2}\right) + \alpha \cdot AS_{real_0} \cdot f_y \cdot \left(d_4 - \frac{0.85 \cdot f'c \cdot b_v}{2}\right) = 388.814 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pr2} := \alpha \cdot AS_{real_1} \cdot f_y \cdot \left(d_1 - \frac{0.85 \cdot f'c \cdot b_v}{2}\right) + \alpha \cdot AS_{real_1} \cdot f_y \cdot \left(d_1 - \frac{0.85 \cdot f'c \cdot b_v}{2}\right) = 385.405 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Cuantía máxima del acero

$\epsilon_{cu} = 0.003$

$\epsilon_{ty} = 0.002$

$\epsilon_{ty_{max}} := 0.005$

ACI 318-19 9.3.3.1 / ACI 318-19 21.2.2 - en normativas anteriores se permitía que se tome un porcentaje de la zona de transición. (0.75 ρ_b)

$$c_{bmax} := \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{ty}} \cdot d = \begin{bmatrix} 230 \\ 230 \\ 230 \\ 230 \\ 230 \\ 230 \end{bmatrix} \text{ mm}$$

$$\frac{c_{bmax}}{d} = \begin{bmatrix} 0.59 \\ 0.59 \\ 0.59 \\ 0.59 \\ 0.59 \\ 0.59 \end{bmatrix}$$

$$a_{bmax} := c_{bmax} \cdot \beta_1 = \begin{bmatrix} 195.5 \\ 195.5 \\ 195.5 \\ 195.5 \\ 195.5 \\ 195.5 \end{bmatrix} \text{ mm}$$

$$\frac{a_{bmax}}{d} = \begin{bmatrix} 0.5 \\ 0.5 \\ 0.5 \\ 0.5 \\ 0.5 \\ 0.5 \end{bmatrix}$$

$$\rho_b := 0.85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \frac{\epsilon_{cu}}{\frac{f_y}{E_s} + \epsilon_{cu}} = 0.0279$$

$\rho_{max} := 0.5 \cdot \rho_b = 0.014$

0.5 para sismo

$$\rho = \begin{bmatrix} 0.009 \\ 0.009 \\ 0.009 \\ 0.007 \\ 0.007 \\ 0.007 \end{bmatrix}$$

$$\rho < \rho_{max} = \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \end{bmatrix}$$

Cumple

425 kN = 425000 N

28 MPa = 28 $\frac{N}{mm^2}$

$$MpAs_{min} := \rho_{max} \cdot d \cdot b_v = \begin{bmatrix} 1636.82375 \\ 1636.82375 \\ 1636.82375 \\ 1636.82375 \\ 1636.82375 \\ 1636.82375 \end{bmatrix} \text{ mm}^2$$

Acero Máximo

$A_{s,max} := \rho_{max} \cdot A_{gv} = 1883.813 \text{ mm}^2$

Momento curvatura - Ley constitutiva.

- Módulo de ruptura $f_r := 0.62 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot MPa = 3.256 \text{ MPa}$

ACI 318-19 21.3.1 Modulo de ruptura.

Relación modular: $n := \frac{E_s}{E_c} = 8.103$

$AS_{real_0} = 1017.876 \text{ mm}^2$

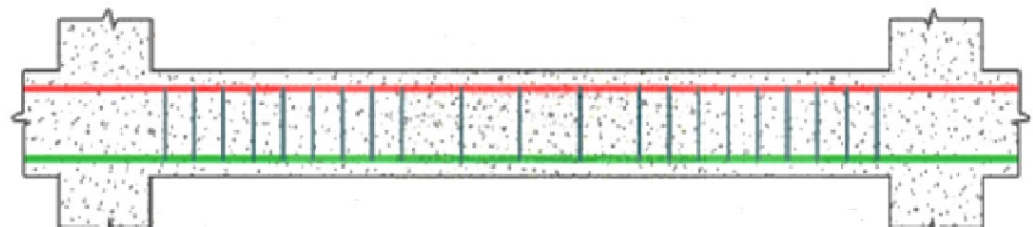
$AS_{real_2} = 1017.876 \text{ mm}^2$

$AS_{real_1} = 1017.876 \text{ mm}^2$

$N_{barras_{real_0}} = 4$

$N_{barras_{real_2}} = 4$

$N_{barras_{real_1}} = 4$



$AS_{real_4} = 804.248 \text{ mm}^2$

$AS_{real_3} = 804.248 \text{ mm}^2$

$AS_{real_5} = 804.248 \text{ mm}^2$

$N_{barras_{real_4}} = 4$

$N_{barras_{real_3}} = 4$

$N_{barras_{real_5}} = 4$

- Refuerzo momento negativo

$$D_e := \sqrt{\frac{4 \cdot AS_{real_0}}{\pi}} = 36 \text{ mm}$$

$$\frac{D_e}{2} = 18 \text{ mm}$$

$$AsT := AS_{real_0} \cdot n - AS_{real_0} = 7229.768 \text{ mm}^2$$

$$L_e := \frac{AsT}{D_e \cdot 2} = 100.413 \text{ mm}$$

$$An := D_e \cdot L_e = 3614.884 \text{ mm}^2$$

- Refuerzo momento positivo

$$D'_e := \sqrt{\frac{4 \cdot AS_{real_3}}{\pi}} = 32 \text{ mm}$$

$$\frac{D'_e}{2} = 16 \text{ mm}$$

$$AsT' := AS_{real_3} \cdot n - AS_{real_3} = 5712.409 \text{ mm}^2$$

$$L'_e := \frac{AsT'}{D'_e \cdot 2} = 89.256 \text{ mm}$$

$$An' := D'_e \cdot L'_e = 2856.205 \text{ mm}^2$$

Momento de fisuración

$$y_g := 226.79 \text{ mm}$$

$$I_g := 2650551131.0801 \text{ mm}^4$$

Momentos de inercia: X: 2650551131.0801
Y: 1572057909.3335

ACI 318-19 6.6.3.2 Para el análisis de cargas laterales mayoradas, se permite suponer $I = 0.5 \cdot I_g$ para los miembros o calcular I mediante un análisis mas detallado que considere la rigidez efectiva de todos los miembros bajo las condiciones de carga.

$$\varphi := 0$$

$$M := 0 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

Inercia bruta de la sección de la viga. $I_g := 2650551131.0801 \text{ mm}^4$

$$\text{Momento de fisuración } M_r := \frac{f_r \cdot I_g}{y_g} = 3.88 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$\varphi_r := \frac{M_r}{Ec \cdot I_g} \cdot m = 0.001$$

Se define en primer lugar la profundidad del eje neutro para la falla balanceada, donde el acero mas alejado a tracción se encuentra justo en la cedencia, mientras el concreto alcanza el agotamiento

Profundidad del eje neutro. $c := 150 \text{ mm}$

Hipótesis: El concreto alcanzó su agotamiento y se asume un comportamiento elastoplástico del acero de refuerzo

- Por triángulos semejantes de determina las deformaciones unitarias.

$$\varepsilon_{ty} = 0.002$$

$$\varepsilon_{s1} := \frac{\varepsilon_{cu} \cdot (c - rec_m)}{c} = 0.00182$$

$$\varepsilon_{s1} \geq \varepsilon_{ty} = 0$$

Bloque de esfuerzo

$$f's := E_s \cdot \varepsilon_{s1} = 364 \text{ MPa}$$

El acero no está fluyendo

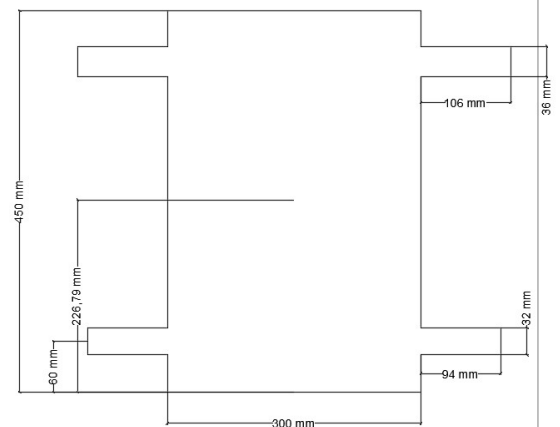
El acero está fluyendo

$$a := \beta_1 \cdot c = 127.5 \text{ mm}$$

$$Cc := 0.85 \cdot f'c \cdot a \cdot b_v = 896.695 \text{ kN}$$

$$Cs := f_y \cdot AS_{real_0} - 0.85 \cdot f'c \cdot AS_{real_0} = 403.646 \text{ kN}$$

$$C := Cc + Cs = 1300.341 \text{ kN}$$



Deformación en compresión

Deformación en tensión

- Por triángulos semejantes de determina las deformaciones unitarias.

$$\varepsilon_{s1} := \frac{\varepsilon_{cu} \cdot (d_0 - c)}{c} = 0.00482$$

$$\varepsilon_{s1} \geq \varepsilon_{ty} = 1$$

$$T1 := AS_{real_3} \cdot f_y = 337.784 \text{ kN}$$

$$C > T1 = 1$$

$$P_y := Cs + Cc + T1 = 1638.125 \text{ kN}$$

Momento Plástico 1

$$M_y := Cc \cdot \left(d_0 - \frac{a}{2}\right) + Cs \cdot (d_0 - rec_m) - P_y \cdot \left(\frac{h_v}{2} - rec_m\right) = 155.525 \text{ kN} \cdot m$$

$$\varphi_y := \frac{M_y}{Ec \cdot I_g} \cdot m = 0.002$$

Momento plástico 1

Plastificación

Se define en primer lugar la profundidad del eje neutro para la falla balanceada, donde el acero mas alejado a tracción se encuentra justo en la cedencia, mientras el concreto alcanza el agotamiento

Profundidad del eje neutro. $c := 200 \text{ mm}$

Hipótesis: El concreto alcanzó su agotamiento y se asume un comportamiento elastoplástico del acero de refuerzo

- Por triángulos semejantes de determina las deformaciones unitarias.

$$\varepsilon_{s1} := \frac{\varepsilon_{cu} \cdot (c - rec_m)}{c} = 0.002115$$

$$\varepsilon_{s1} \geq \varepsilon_{ty} = 1$$

Deformación en compresión

Deformación en tensión

Bloque de esfuerzo

$$f's := f_y = 420 \text{ MPa}$$

El acero no está fluyendo

El acero está fluyendo

$$a := \beta_1 \cdot c = 170 \text{ mm}$$

$$d_0 = 0.391 \text{ m}$$

$$Cc := 0.85 \cdot f'c \cdot a \cdot b_v = 1195.593 \text{ kN}$$

$$Cs := f_y \cdot AS_{real_0} - 0.85 \cdot f'c \cdot AS_{real_0} = 403.646 \text{ kN}$$

$$C := Cc + Cs = 1599.239 \text{ kN}$$

- Por triángulos semejantes de determina las deformaciones unitarias.

$$\varepsilon_{s1} := \frac{\varepsilon_{cu} \cdot (d_0 - c)}{c} = 0.002865$$

$$\varepsilon_{s1} \geq \varepsilon_{ty} = 1$$

$$T1 := AS_{real_3} \cdot f_y = 337.784 \text{ kN}$$

$$C > T1 = 1$$

$$P_y := Cs + Cc + T1 = 1937.023 \text{ kN}$$

Momento Plástico 1

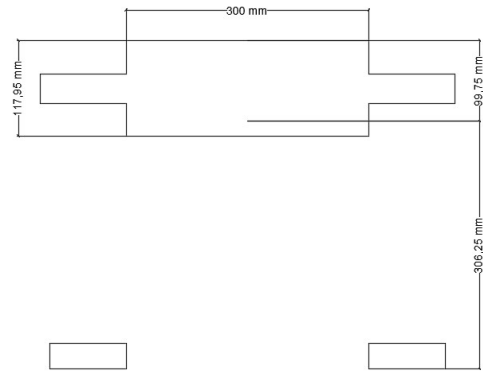
$$M_n := Cc \cdot \left(d_0 - \frac{a}{2}\right) + Cs \cdot (d_0 - rec_m) - P_y \cdot \left(\frac{h_v}{2} - rec_m\right) = 178.316 \text{ kN} \cdot m$$

$$\varphi_n := \text{atan} \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\frac{c - rec_m}{m}} \right) = 0.021$$

Momento nominal

$$k := b_v \cdot k \cdot \left(\frac{k}{2}\right) = A_n \cdot (d_0 - k) \cdot 2 \xrightarrow{\text{solve, } k} \begin{cases} 0.006666666666666666 \\ -0.006666666666666666 \end{cases} \dots$$

$$k = \begin{bmatrix} 115.279 \\ -163.478 \end{bmatrix} \text{ mm}$$



Inercia crítica de la sección $I_{cr} := 620069386.4103 \text{ mm}^4$
 $I_{e_medio} := I_{cr} = 620069386.41 \text{ mm}^4$
 $y_{cp1} := h_v - 99.75 \text{ mm} = 350.25 \text{ mm}$

Se define en primer lugar la profundidad del eje neutro para la falla balanceada, donde el acero mas alejado a tracción se encuentra justo en la cedencia, mientras el concreto alcanza el agotamiento
 Profundidad del eje neutro. $c := 210 \text{ mm}$

Hipótesis: El concreto alcanzó su agotamiento y se asume un comportamiento elastoplástico del acero de refuerzo

- Por triángulos semejantes de determina las deformaciones unitarias.

$$\epsilon_{s1} := \frac{\epsilon_{cu} \cdot (c - rec_m)}{c} = 0.002157 \qquad \epsilon_{s1} \geq \epsilon_{ty} = 1$$

Deformación en compresión
 Deformación en tensión

Bloque de esfuerzo

$$f'_s := E_s \cdot \epsilon_{s1} = 431.429 \text{ MPa}$$

El acero no está fluyendo
 El acero está fluyendo

$$a := \beta_1 \cdot c = 178.5 \text{ mm}$$

$$Cc := 0.85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b_v = 1255.373 \text{ kN}$$

$$Cs := E_s \cdot \epsilon_{s1} \cdot AS_{real_0} - 0.85 \cdot f'_c \cdot AS_{real_0} = 415.279 \text{ kN}$$

$$C := Cc + Cs = 1670.651 \text{ kN}$$

- Por triángulos semejantes de determina las deformaciones unitarias.

$$\epsilon_{s1} := \frac{\epsilon_{cu} \cdot (d_0 - c)}{c} = 0.002586 \qquad \epsilon_{s1} \geq \epsilon_{ty} = 1$$

$$T1 := AS_{real_3} \cdot f_y = 337.784 \text{ kN} \qquad C > T1 = 1$$

$$P_y := Cs + Cc + T1 = 2008.435 \text{ kN}$$

Momento Plástico 1

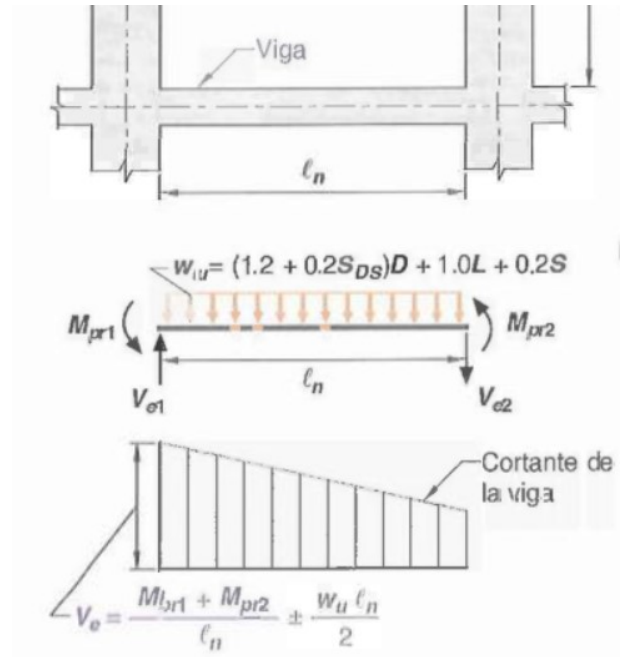
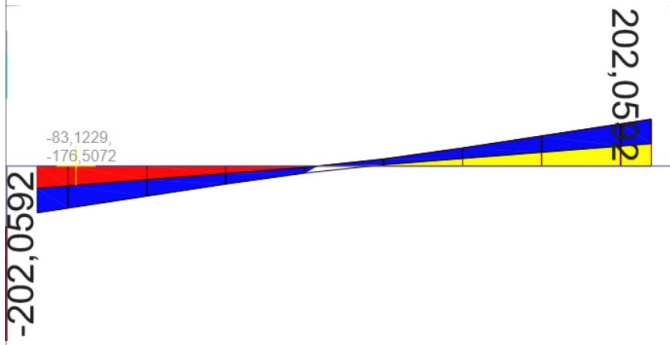
$$M_u := Cc \cdot \left(d_0 - \frac{a}{2}\right) + Cs \cdot (d_0 - rec_m) - P_y \cdot \left(\frac{h_v}{2} - rec_m\right) = 183.281 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\phi_u := \text{atan} \left(\frac{\epsilon_{cu}}{\frac{c - rec_m \cdot 2}{m}} \right) = 0.0326$$

Grafica de Momento Curvatura.

$$\phi := \begin{bmatrix} \phi \\ \phi_r \\ \phi_y \\ \phi_n \\ \phi_u \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0.001 \\ 0.002 \\ 0.021 \\ 0.033 \end{bmatrix} \qquad M := \begin{bmatrix} M \\ M_r \\ M_y \\ M_n \\ M_u \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 38.054 \\ 155.525 \\ 178.316 \\ 183.281 \end{bmatrix} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Resistencia a Corte en viga.



*- Cortante último de diseño, $V_{uv} := 202.0592 \text{ kN}$

$$l_n := l - b_v = 4700 \text{ mm}$$

$$L = 17.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad S_{DS} = 0.028$$

$$W_u := (1.2 + 0.2 \cdot S_{DS}) \cdot D + 1 \cdot L = 74.766 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Cortante máximo probable } V_e := \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} + \frac{W_u \cdot l_n}{2} = 340.428 \text{ kN}$$

$$V_{umax} := \max(V_{uv}, V_e) = 340.428 \text{ kN}$$

$$d := h_v - rec_m = 0.391 \text{ m}$$

- Capacidad máxima a cortante del concreto, $V_{cmax} := 0.42 \cdot \lambda^2 \sqrt{\frac{f'_c}{\text{MPa}}} \cdot b_v \cdot d \cdot \text{MPa} = 258.7286 \text{ kN}$ ACI318-19. 22.5.5.1. pg. 419.

- Acero mínimo transversal requerido, $A_{vmin} := \max\left(0.062 \cdot \frac{\sqrt{f'_c \cdot \text{MPa}}}{\text{MPa}} \cdot b_v \cdot d, 0.35 \cdot \frac{b_v \cdot d \cdot \text{MPa}}{f_y}\right) = 38193.269 \text{ mm}^2$ ACI318-19. 9.6. pg. 142.

- Factor de modificación por efecto de tamaño, $\lambda_s := \text{if}\left(\sqrt{\frac{2}{\left(1 + 0.04 \cdot \frac{d}{\text{mm}}\right)}} \leq 1, \frac{2}{1 + 0.04 \cdot \frac{d}{\text{mm}}}, 1\right) = 0.12$ ACI318-19. 22.5.5.1.3. pg. 419.

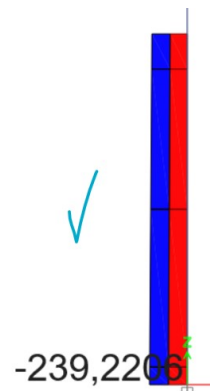
- Cumplimiento ecuación, $\eta := A_e \geq A_{vmin} = 0$ $A_e = 78.54 \text{ mm}^2$

- carga axial mayorada normal a la sección transversal, que ocurre simultáneamente con V_u , o T_u ; debe tomarse como positiva para compresión y como negativa para tracción, N.

$$N_u := \min\left(\frac{A_{gv} \cdot f'_c}{10}, 239.2206 \text{ kN}\right) = 239.221 \text{ kN}$$

- Aporte concreto a cortante,

$$V_c := \begin{cases} \text{if } A_e \geq A_{vmin} \\ \min\left(\left(0.17 \cdot \lambda^2 \sqrt{f'_c \cdot \text{MPa}} + \frac{N_u}{6 \cdot A_{gv}}\right) \cdot b_v \cdot d, \left(0.66 \cdot \lambda \cdot \rho_0^{\frac{1}{3}} \sqrt{f'_c \cdot \text{MPa}} + \frac{N_u}{6 \cdot A_{gv}}\right) \cdot b_v \cdot d\right) \\ \text{if } A_e < A_{vmin} \\ \left(0.66 \cdot \lambda \cdot \lambda_s \cdot \rho_0^{\frac{1}{3}} \sqrt{f'_c \cdot \text{MPa}} + \frac{N_u}{6 \cdot A_{gv}}\right) \cdot b_v \cdot d \end{cases} = 44.685 \text{ kN}$$



$$V_{c1} := 0.4 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c \cdot \text{MPa}} \cdot b_v \cdot d = 246.408 \text{ kN}$$

- No debe tomarse mayor que V_{c1}

ACI318-19. 22.5. pg. 419.

$$S_{zc} := \min\left(\frac{d}{4}, 8 \cdot \phi_e, 24 \cdot \phi_e, 300 \text{ mm}\right) = 80 \text{ mm}$$

ACI318-19 18.6.4.4 El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 50 mm de la cara de la columna de apoyo. El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder el menor de (a) hasta (d):

- Separación escogida en estribos en apoyos, $S_{zc} := 80 \text{ mm}$

- Factor de reducción de resistencia cortante, $\phi_c = 0.75$

ACI318-19. 21.2..1 pg. 405

- Cortante a resistir por el acero transversal,

$$V_s := \min\left(\frac{A_e \cdot f_y \cdot d}{S_{zc}}, 0.25 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \text{MPa} \cdot b_v \cdot d\right) = 154.005 \text{ kN}$$

- La resistencia nominal para cortante $V_n := \frac{V_{umax}}{\phi_c} - V_c = 409.219 \text{ kN}$

ACI318-19. 22.5.8.5.3. pg. 424

$$V_{umax} = 340.428 \text{ kN}$$

Cumple

Estribo

$$k_f := \max\left(\frac{f'_c}{175 \text{ MPa}} + 0.6, 1\right) = 1$$

$$k_n := \frac{N_{barras\ real_0}}{N_{barras\ real_0} - 2} = 2$$

ACI318-19 18.7.5.4

$$b_{v1} := h_v - rec_m \cdot 2 = 33.2 \text{ cm}$$

$$b_{v2} := b_v - rec_m \cdot 2 = 18.2 \text{ cm}$$

- área de la sección transversal de un miembro estructural, medida entre los bordes exteriores del refuerzo transversal, mm²

$$A_{ch} := b_{v1} \cdot b_{v2} = 60424 \text{ mm}^2$$

- longitud del elemento de borde medida desde la cara de compresión del miembro, mm $l_{be} := h_v - rec_m = 391 \text{ mm}$

- área bruta de la sección de concreto, mm². Para una sección con vacíos, A_g es el área del concreto solo y no incluye el área de los vacíos $A_g := l_{be} \cdot b_v = 117300 \text{ mm}^2$

$$P_{uv} := N_u = 239220.6 \text{ N}$$

$$A_{sh} := \max\left(0.3 \cdot \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right) \cdot S_{zc} \cdot b_{v2} \cdot \frac{f'_c}{f_y}, 0.09 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot S_{zc} \cdot b_{v2}, 0.2 \cdot k_f \cdot k_n \cdot \frac{P_{uv}}{f_{yt} \cdot A_{ch}} \cdot S_{zc} \cdot b_{v2}\right) = 269.99 \text{ mm}^2$$

- Numero de barras de estribo $N_{est} := \frac{A_{sh}}{A_e} = 3.438$

$$n_{est} := 4$$

$$A_v := n_{est} \cdot A_e = 314.159 \text{ mm}^2$$

Separación máxima $s_{max} := \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_n} = 126.072 \text{ mm}$

Rotula plástica en viga

Definición de Rótulas Plásticas en Columnas según FEMA.

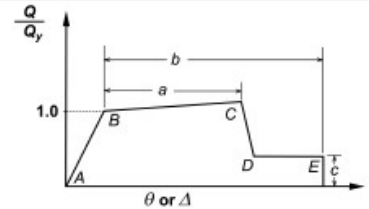
$$\rho := \frac{AS_{real_0}}{(b_v \cdot d)} = 0.00868 \quad \rho' := \frac{AS_{real_3}}{(b_v \cdot d)} = 0.00686$$

$$\rho_b := 0.85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \frac{\epsilon_{cu}}{\frac{f_y}{E_s} + \epsilon_{cu}} = 0.0279 \quad \frac{\rho - \rho'}{\rho_b} = 0.065 \quad \frac{V_n}{b_v \cdot d \cdot \sqrt{f'_c} \cdot MPa} = 0.664$$

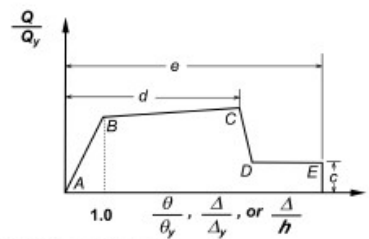
Table 6-7 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures— Reinforced Concrete Beams

Conditions	Modeling Parameters ³			Acceptance Criteria ³						
	Plastic Rotation Angle, radians	Residual Strength Ratio	c	Plastic Rotation Angle, radians						
				Performance Level						
				Component Type						
a	b	IO	LS	CP	LS	CP				
i. Beams controlled by flexure¹										
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Trans. Reinf. ²	$\frac{V}{b_w d_v \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.0	C	≤ 3	0.025	0.05	0.2	0.010	0.02	0.025	0.02	0.05
≤ 0.0	C	≥ 6	0.02	0.04	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.04
≥ 0.5	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≥ 0.5	C	≥ 6	0.015	0.02	0.2	0.005	0.005	0.015	0.015	0.02
≤ 0.0	NC	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	≥ 6	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.005	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≤ 3	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≥ 6	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.005	0.005	0.01
ii. Beams controlled by shear¹										
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.0020	0.0030	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.0020	0.0030	0.005	0.01
iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span¹										
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.0020	0.0030	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.0020	0.0030	0.005	0.01
iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint¹										
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.01	0.015	0.02	0.03

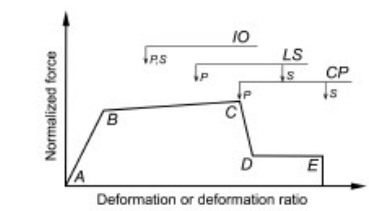
- When more than one of the conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.
- "C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement. A component is conforming if, within the flexural plastic hinge region, loops are spaced at ≤ d/3, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the loops (V_l) is at least three-fourths of the design shear. Otherwise, the component is considered nonconforming.
- Linear interpolation between values listed in the table shall be permitted.



(a) Deformation



(b) Deformation ratio



(c) Component or element deformation acceptance criteria

Figure C2-1 Generalized Component Force-Deformation Relations for Depicting Modeling and Acceptance Criteria

Detallado del refuerzo de viga

$\phi_e = 10 \text{ mm}$
 $A_e = 78.54 \text{ mm}^2$

$\phi_{sp} = 16 \text{ mm}$
 $A_{s_p} = 201.062 \text{ mm}^2$

$AS_{real_0} = 1017.876 \text{ mm}^2$

$AS_{real_2} = 1017.876 \text{ mm}^2$

$AS_{real_1} = 1017.876 \text{ mm}^2$

$N_{barras_{real_0}} = 4$

$N_{barras_{real_2}} = 4$

$N_{barras_{real_1}} = 4$

$Sep_{real_0} = 45 \text{ mm}$

$Sep_{real_2} = 45 \text{ mm}$

$Sep_{real_1} = 45 \text{ mm}$



$\phi_{sn} = 18 \text{ mm}$
 $A_{s_n} = 254.469 \text{ mm}^2$

$AS_{real_4} = 804.248 \text{ mm}^2$

$AS_{real_3} = 804.248 \text{ mm}^2$

$AS_{real_5} = 804.248 \text{ mm}^2$

$N_{barras_{real_4}} = 4$

$N_{barras_{real_3}} = 4$

$N_{barras_{real_5}} = 4$

$Sep_{real_4} = 45 \text{ mm}$

$Sep_{real_3} = 45 \text{ mm}$

$Sep_{real_5} = 45 \text{ mm}$

Diseño de pórtico especial resistente a momento (SMF) ACI 318-19. Capítulo 18

Luz viga $l = 5000 \text{ mm}$

$$l \geq 4 \cdot d = 1$$

Luz libre $l_n = 4700 \text{ mm}$

- Zona de confinamiento en viga $l_o := 2 \cdot h_v = 900 \text{ mm}$

$$S_{zc} := \min \left(\frac{d}{4}, 8 \cdot \phi_e, 24 \cdot \phi_e, 300 \text{ mm} \right) = 80 \text{ mm}$$

ACI318-19 18.6.4.4 El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de **50 mm** de la cara de la columna de apoyo. El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder el menor de (a) hasta (d):

- Zona no confinamiento en viga

$$l_{nc} := l_n - l_o \cdot 2 = 2900 \text{ mm}$$

$$S_{nc} := \min \left(\frac{d}{2}, 200 \text{ mm} \right) = 195.5 \text{ mm}$$

$$S_{nc} := 200 \text{ mm}$$

Eempalmes por traslapo

$$l_t := \max \left(\frac{d}{4}, 12 \cdot \phi_{sn}, 100 \text{ mm} \right) = 216 \text{ mm}$$

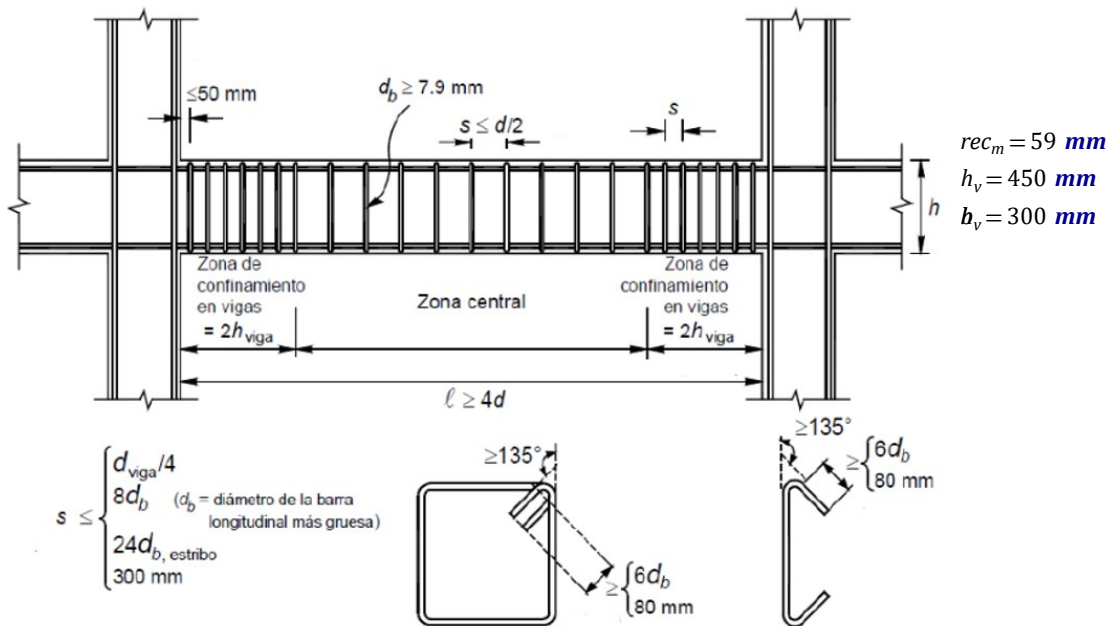
ACI318-19. 18.6.3.3 Eempalmes por traslapo de refuerzo longitudinal corrugado cuando se proporcionan estribos cerrados de confinamiento.

Longitud de Ganchos sísmicos.

$$l_g := \left[\begin{array}{l} \max(6 \cdot \phi_e, 80 \text{ mm}) \\ \max\left(\frac{d}{2}, 12 \cdot \phi_{sn}, 250 \text{ mm}\right) \\ \max\left(\frac{d}{2}, 12 \cdot \phi_{sp}, 250 \text{ mm}\right) \end{array} \right] = \left[\begin{array}{l} 80 \\ 250 \\ 250 \end{array} \right] \text{ mm}$$

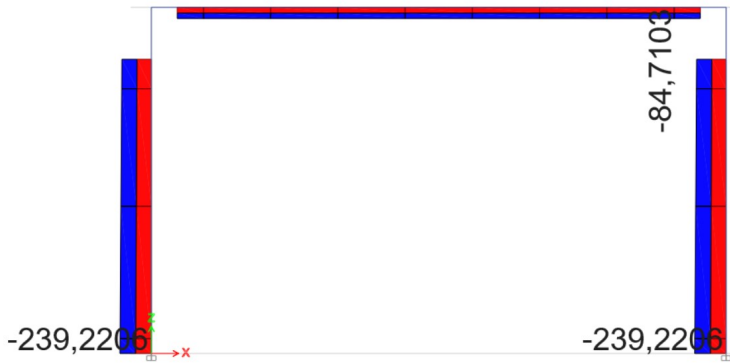
ACI318-19 18.6.4.6 Cuando no se requieran estribos cerrados de confinamiento, deben colocarse estribos con ganchos sísmicos en ambos extremos, espaciados a no más de $d/2$ en toda la longitud de la viga.

ACI318-19 25.3.1 Gachos estándar $12 \cdot d_b$



Diseño de columna (SMF)

Resistencia axial máxima.



- Carga axial última $P_{uc} := 239.2206 \text{ kN}$

$$\phi P_n \geq P_{uc}$$

$$P_u = \phi_{est} \cdot P_n$$

$$P_n := \frac{P_{uc}}{\phi_{est}} = 368.032 \text{ kN}$$

Capacidad por carga axial de una columna. $P_n = 0.85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}$

ACI 318-19 22.4.2.2 Resistencia axial máxima

$$A_{gc1} := P_n = 0.85 \cdot f'_c \cdot (A_{gc1} - 0.01 A_{gc1}) + f_y \cdot 0.01 A_{gc1} \xrightarrow{\text{solve}, A_{gc1}} 0.013427613783123025025 \cdot m^2$$

$$A_{gc1} = 13427.614 \text{ mm}^2$$

Sección de la columna.

- Altura de la columna. $l_u = 3000 \text{ mm}$

$$h_c := 450 \text{ mm}$$

$$b_c := 450 \text{ mm}$$

$$A_{gc} := h_c \cdot b_c = 202500 \text{ mm}^2$$

- Recubrimiento especificado para miembros de concreto construidos en sitio, expuesto a la intemperie,

$$rec_c := \text{Barras No. 5 y menores} = 40 \text{ mm}$$

ACI 318-19 20.5.1.2.1 pg. 396

Diámetros y áreas de barras de acero de refuerzo.

- Seleccionar varilla de refuerzo propuesto,

$$\phi_{sc} := 16 \text{ mm}$$

$$A_{sc} := \frac{\phi_{sc}^2 \cdot \pi}{4} = 201.062 \text{ mm}^2$$

- Número de barras, $n_l :=$

$$\begin{bmatrix} 4 \\ 2 \\ 2 \\ 4 \end{bmatrix}$$

$$A_{sc} := n_l \cdot A_{sc} = \begin{bmatrix} 804.248 \\ 402.124 \\ 402.124 \\ 804.248 \end{bmatrix} \text{ mm}^2$$

Área de acero en fila 1
 Área de acero en fila 2
 Área de acero en fila 3
 Área de acero en fila 4

Diseño de pórtico especial resistente a momento (SMF) ACI 318-19. Capítulo 18

$$A_{s_Total} := A_{sc_0} + A_{sc_1} + A_{sc_2} + A_{sc_3} = 2412.743 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{wc} := \frac{A_{s_Total}}{A_{gc}} = 0.012$$

ACI 318-19 18.7.4.1

Acero Mínimo

$$A_{s_min} := 0.01 \cdot A_{gc} = 2025 \text{ mm}^2$$

Acero Máximo

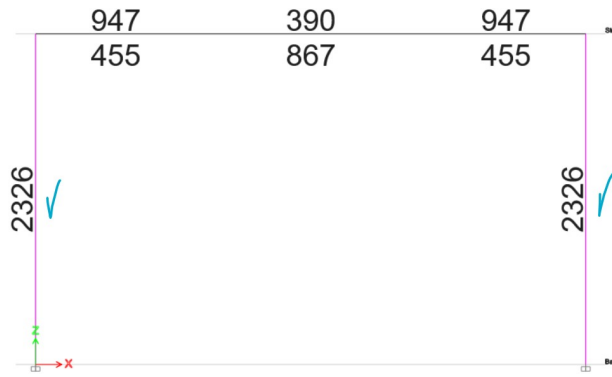
$$A_{s_max} := 0.06 \cdot A_{gc} = 12150 \text{ mm}^2$$

if ($A_{s_min} \leq A_{s_Total} \leq A_{s_max}$, "Ok", "No") = "Ok"

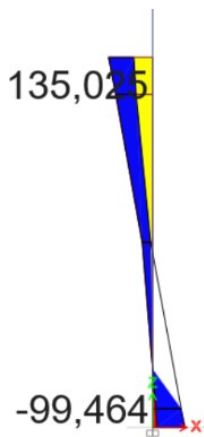
$$P_o := 0.6 \cdot \phi_{est} \cdot f'_c \cdot (A_{gc} - A_{s_Total}) + f_y \cdot A_{s_Total} = 3165.531 \text{ kN}$$

$$P_{uc} = 239.221 \text{ kN}$$

ACI318-19 22.4.2.2 Resistencia axial máxima

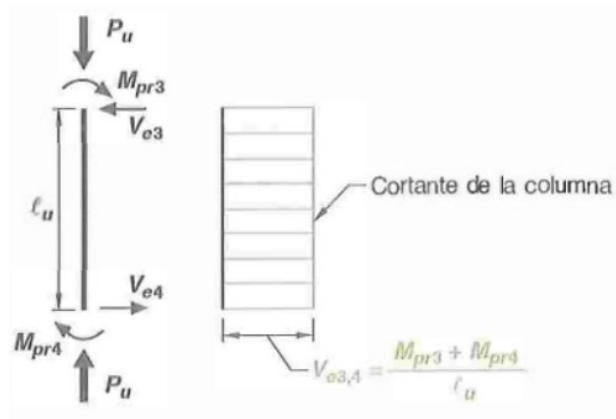


Resistencia a flexión en columna



$$M_{u3} := 135.025 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{u4} := 99.464 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



- Momento ultima $M_{uc} := \max(M_{u3}, M_{u4}) = 135.025 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$$\phi M_n \geq M_{uc}$$

Estribo

- Seleccionar varilla de estribo propuesto.

$$\phi_e = 10 \text{ mm} \quad A_e = 78.54 \text{ mm}^2$$

- Recubrimiento,

$$rec_{mc} := rec_c + \frac{\phi_{sc}}{2} + \phi_e = 58 \text{ mm}$$

ACI 318-19 20.5.1.3.1

- Peralte efectivo, $d_1 := h_c - rec_{mc} = 39.2 \text{ cm}$

- Separación del acero en la sección de la columna, $S_{hc} := \frac{d_1 - rec_m}{3} = 111 \text{ mm}$

$$d' := \begin{bmatrix} rec_{mc} \\ d_1 - S_{hc} \cdot 2 \\ d_1 - S_{hc} \\ d_1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 58 \\ 170 \\ 281 \\ 392 \end{bmatrix} \text{ mm}$$

Distancia fila 1
Distancia fila 2
Distancia fila 3
Distancia fila 4

Cálculo de momento probable de columna

$$M_{pr3} := \phi_f \cdot A_{sc_0} \cdot f_y \cdot \left(\left(d'_0 - \frac{0.85 \cdot f'_c \cdot b_c}{2} \right) + \left(d'_1 - \frac{0.85 \cdot f'_c \cdot b_c}{2} \right) + \left(d'_2 - \frac{0.85 \cdot f'_c \cdot b_c}{2} \right) + \left(d'_3 - \frac{0.85 \cdot f'_c \cdot b_c}{2} \right) \right) = 259.308 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pr4} := \phi_f \cdot A_{sc_0} \cdot f_y \cdot \left(\left(d'_0 - \frac{0.85 \cdot f'_c \cdot b_c}{2} \right) + \left(d'_1 - \frac{0.85 \cdot f'_c \cdot b_c}{2} \right) + \left(d'_2 - \frac{0.85 \cdot f'_c \cdot b_c}{2} \right) + \left(d'_3 - \frac{0.85 \cdot f'_c \cdot b_c}{2} \right) \right) = 259.308 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Diagrama de interacción de columna.

$$F := A_{sc} \cdot f_y = \begin{bmatrix} 337.784 \\ 168.892 \\ 168.892 \\ 337.784 \end{bmatrix} \text{ kN}$$

$$C_c := \beta_1 \cdot f'_c \cdot (A_{gc} - A_{s_Total}) = 4690.646 \text{ kN}$$

Compresión en el concreto

$$P_o := C_c + F_0 + F_1 + F_2 + F_3 = 5703.998 \text{ kN}$$

Fuerza axial a compresión pura

$$y_{cp} := \frac{C_c \cdot \frac{b_c}{2} + F_0 \cdot d'_0 + F_1 \cdot d'_1 + F_2 \cdot d'_2 + F_3 \cdot d'_3}{P_o} = 225.03 \text{ mm}$$

Posición del centroide plástico, medido desde la fibra superior.

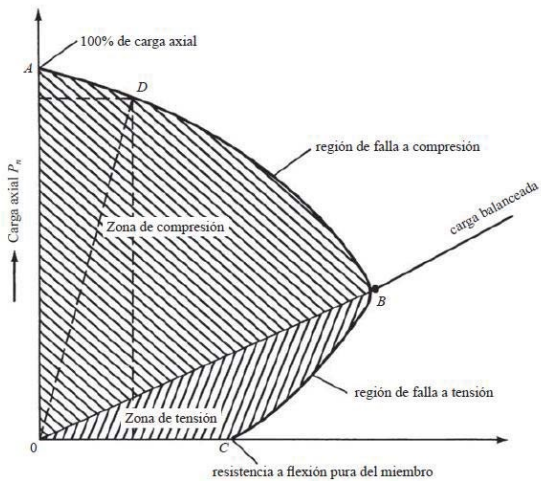


Figura 10.10 Diagrama de interacción de columna.

$$\beta_1 = 0.85$$

Punto A Pn y Mn=0

$$P_n A := 0.6 \cdot \beta_1 \cdot f'_c \cdot (A_{gc} - A_{s_Total}) + f_y \cdot A_{s_Total} = 3827.739 \text{ kN}$$

$$M_n A := 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$e := 0$$

$$f_y \cdot A_{s_Total} = 1013.352 \text{ kN}$$

Punto B (punto de falla balanceada)

Se define en primer lugar la profundidad del eje neutro para la falla balanceada, donde el acero mas alejado a tracción se encuentra justo en la cedencia, mientras el concreto alcanza el agotamiento

$$\text{Profundidad del eje neutro. } c := \left(\frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{ty} + \epsilon_{cu}} \right) \cdot h_c = 264.706 \text{ mm}$$

$$d' = \begin{bmatrix} 58 \\ 170 \\ 281 \\ 392 \end{bmatrix} \text{ mm}$$

$$a := \beta_1 \cdot c = 225 \text{ mm}$$

$$C_c := 0.85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b_c = 2373.604 \text{ kN}$$

- Por triángulos semejantes de determina las deformaciones unitarias.

$$\epsilon_{cu} = 0.003$$

$$\epsilon_{ty} = 0.002$$

$$\epsilon_{s1} := \left[\frac{\epsilon_{cu} \cdot (c - d'_0)}{c} \right] = \left[\begin{array}{l} 0.002343 \\ 0.001073 \end{array} \right] \quad \epsilon_{s1} > \epsilon_{ty} = \left[\begin{array}{l} 1 \\ 0 \end{array} \right]$$

Deformación en compresión

$$f_{s1} := f_y = 420 \text{ MPa}$$

$$f_{s2} := \epsilon_{s1} \cdot E_s = 214.667 \text{ MPa}$$

$f'_s > f_y$ El acero en compresión esta en fluencia

$$Cs1 := (A_{sc0}) \cdot f_{s1} = 337.784 \text{ kN}$$

$$Cs2 := (A_{sc1}) \cdot f_{s2} = 86.323 \text{ kN}$$

$$C := Cc + Cs1 + Cs2 = 2797.71 \text{ kN}$$

$$\epsilon_{s2} := \left[\frac{\epsilon_{cu} \cdot (d'_2 - c)}{c} \right] = \left[\begin{array}{l} 0.000185 \\ 0.001443 \end{array} \right] \quad \epsilon_{s2} > \epsilon_{ty} = \left[\begin{array}{l} 0 \\ 0 \end{array} \right]$$

Deformación en tensión

$$f_{s3} := \epsilon_{s2_0} \cdot E_s = 36.933 \text{ MPa}$$

$$f_{s4} := \epsilon_{s2_1} \cdot E_s = 288.533 \text{ MPa}$$

$f'_s > f_y$ El acero en compresión esta en fluencia

$$T1 := (A_{sc2}) \cdot f_{s3} = 14.852 \text{ kN}$$

$$T2 := (A_{sc3}) \cdot f_{s4} = 232.052 \text{ kN}$$

$$T := T1 + T2 = 246.904 \text{ kN}$$

$$C > T = 1$$

$$\frac{h_c}{2} = 0.225 \text{ m}$$

$$P_n B := C - T = 2550.806 \text{ kN}$$

$$M_n B := Cc \cdot \left(\frac{h_c}{2} - \frac{a}{2} \right) + Cs1 \cdot \left(\frac{h_c}{2} - d'_0 \right) + Cs2 \cdot \left(\frac{h_c}{2} - d'_1 \right) - T1 \cdot \left(\frac{h_c}{2} - d'_2 \right) - T2 \cdot \left(\frac{h_c}{2} - d'_3 \right) = 367.773 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Punto C de falla a compresión si se toma un valor de c mayor c calculado

Se define en primer lugar la profundidad del eje neutro para la falla balanceada, donde el acero mas alejado a tracción se encuentra justo en la cedencia, mientras el concreto alcanza el agotamiento

$$\text{Profundidad del eje neutro. } c := 10 \text{ cm} = 100 \text{ mm}$$

$$d' = \left[\begin{array}{l} 58 \\ 170 \\ 281 \\ 392 \end{array} \right] \text{ mm}$$

$$a := \beta_1 \cdot c = 85 \text{ mm}$$

$$Cc := 0.85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b_c = 896.695 \text{ kN}$$

- Por triángulos semejantes de determina las deformaciones unitarias.

$$\epsilon_{cu} = 0.003$$

$$\epsilon_{ty} = 0.002$$

$$\epsilon_{s1} := \left[\frac{\epsilon_{cu} \cdot (c - d'_0)}{c} \right] = \left[\begin{array}{l} 0.00126 \\ 0.0021 \end{array} \right] \quad \epsilon_{s1} > \epsilon_{ty} = \left[\begin{array}{l} 0 \\ 1 \end{array} \right]$$

Deformación en compresión

$$f_{s1} := f_y = 420 \text{ MPa}$$

$$f_{s2} := f_y = 420 \text{ MPa}$$

$f'_s > f_y$ El acero en compresión esta en fluencia

$$Cs1 := (A_{sc0}) \cdot f_{s1} = 337.784 \text{ kN}$$

$$Cs2 := (A_{sc1}) \cdot f_{s2} = 168.892 \text{ kN}$$

$$C := Cc + Cs1 + Cs2 = 1403.371 \text{ kN}$$

$$\varepsilon_{s2} := \left[\begin{array}{c} \frac{\varepsilon_{cu} \cdot (d'_2 - c)}{c} \\ \frac{\varepsilon_{cu} \cdot (d'_3 - c)}{c} \end{array} \right] = \left[\begin{array}{c} 0.00543 \\ 0.00876 \end{array} \right]$$

$$\varepsilon_{s2} > \varepsilon_{ty} = \left[\begin{array}{c} 1 \\ 1 \end{array} \right] \quad \text{Deformación en tensión}$$

$$f_{s3} := f_y = 420 \text{ MPa}$$

$$f_{s4} := f_y = 420 \text{ MPa}$$

$f's > f_y$ El acero en compresión esta en fluencia

$$T1 := (A_{sc2}) \cdot f_{s3} = 168.892 \text{ kN}$$

$$T2 := (A_{sc3}) \cdot f_{s4} = 337.784 \text{ kN}$$

$$T := T1 + T2 = 506.676 \text{ kN}$$

$$C > T = 1$$

$$P_n C := C - T = 896.695 \text{ kN}$$

$$M_n C := Cc \cdot \left(\frac{h_c}{2} - \frac{a}{2} \right) + Cs1 \cdot \left(\frac{h_c}{2} - d'_0 \right) + Cs2 \cdot \left(\frac{h_c}{2} - d'_1 \right) - T1 \cdot \left(\frac{h_c}{2} - d'_2 \right) - T2 \cdot \left(\frac{h_c}{2} - d'_3 \right) = 295.214 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Punto D Flexión Pura - comportamiento de la columna como una viga

Se define en primer lugar la profundidad del eje neutro para la falla balanceada, donde el acero mas alejado a tracción se encuentra justo en la cedencia, mientras el concreto alcanza el agotamiento

$$\text{Profundidad del eje neutro. } c := 28 \text{ cm} = 280 \text{ mm}$$

$$d' = \left[\begin{array}{c} 58 \\ 170 \\ 281 \\ 392 \end{array} \right] \text{ mm}$$

- Por triángulos semejantes de determina las deformaciones unitarias.

$$\varepsilon_{cu} = 0.003$$

$$\varepsilon_{ty} = 0.002$$

$$\varepsilon_{s1} := \left[\begin{array}{c} \frac{\varepsilon_{cu} \cdot (c - d'_0)}{c} \\ \frac{\varepsilon_{cu} \cdot (c - d'_1)}{c} \end{array} \right] = \left[\begin{array}{c} 0.002379 \\ 0.001179 \end{array} \right]$$

$$\varepsilon_{s1} > \varepsilon_{ty} = \left[\begin{array}{c} 1 \\ 0 \end{array} \right]$$

Deformación en compresión

$$f_{s1} := f_y = 420 \text{ MPa}$$

$$f_{s2} := \varepsilon_{s1} \cdot E_s = 235.714 \text{ MPa}$$

$f's > f_y$ El acero en compresión esta en fluencia

$$a := \beta_1 \cdot c = 238 \text{ mm}$$

$$Cc := 0.85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b_c = 2510.745 \text{ kN}$$

$$Cs1 := (A_{sc0}) \cdot f_{s1} = 337.784 \text{ kN}$$

$$Cs2 := (A_{sc1}) \cdot f_{s2} = 94.786 \text{ kN}$$

$$C := Cc + Cs1 + Cs2 = 2943.316 \text{ kN}$$

$$\varepsilon_{s2} := \left[\begin{array}{c} \frac{\varepsilon_{cu} \cdot (c - d'_2)}{c} \\ \frac{\varepsilon_{cu} \cdot (c - d'_3)}{c} \end{array} \right] = \left[\begin{array}{c} -0.000011 \\ -0.0012 \end{array} \right]$$

$$\varepsilon_{s2} > \varepsilon_{ty} = \left[\begin{array}{c} 0 \\ 0 \end{array} \right]$$

Deformación en tensión

$$f_{s3} := \varepsilon_{s2_0} \cdot E_s = -2.143 \text{ MPa}$$

$$f_{s4} := \varepsilon_{s2_1} \cdot E_s = -240 \text{ MPa}$$

$f's > f_y$ El acero en compresión esta en fluencia

$$T1 := (A_{sc2}) \cdot f_{s3} = -0.862 \text{ kN}$$

$$T2 := (A_{sc3}) \cdot f_{s4} = -193.019 \text{ kN}$$

$$T := T1 + T2 = -193.881 \text{ kN}$$

$$C > T = 1$$

$$P_n D := C - T = 3137.197 \text{ kN}$$

$$M_n D := Cc \cdot \left(\frac{h_c}{2} - \frac{a}{2} \right) + Cs1 \cdot \left(\frac{h_c}{2} - d'_0 \right) + Cs2 \cdot \left(\frac{h_c}{2} - d'_1 \right) - T1 \cdot \left(\frac{h_c}{2} - d'_2 \right) - T2 \cdot \left(\frac{h_c}{2} - d'_3 \right) = 295.48 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Punto E columna sometida a tracción.

Profundidad del eje neutro. $c := -10 \text{ cm} = -100 \text{ mm}$

$$d' = \begin{bmatrix} 58 \\ 170 \\ 281 \\ 392 \end{bmatrix} \text{ mm}$$

$$a := \beta_1 \cdot c = -85 \text{ mm}$$

$$Cc := 0.85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b_c = -896.695 \text{ kN}$$

- Por triángulos semejantes de determina las deformaciones unitarias.

$$\epsilon_{cu} = 0.003$$

$$\epsilon_{ty} = 0.002$$

$$\epsilon_{s1} := \begin{bmatrix} \frac{\epsilon_{cu} \cdot (d'_0 - c)}{c} \\ \frac{\epsilon_{cu} \cdot (d'_1 - c)}{c} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -0.00474 \\ -0.0081 \end{bmatrix} \quad \epsilon_{s1} > \epsilon_{ty} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

Deformación en compresión

$$f_{s1} := f_y = 420 \text{ MPa}$$

$$f_{s2} := f_y = 420 \text{ MPa}$$

$f'_s > f_y$ El acero en compresión esta en fluencia

$$Cs1 := (A_{sc0}) \cdot f_{s1} = 337.784 \text{ kN}$$

$$Cs2 := (A_{sc1}) \cdot f_{s2} = 168.892 \text{ kN}$$

$$C := Cc + Cs1 + Cs2 = -390.019 \text{ kN}$$

$$\epsilon_{s2} := \begin{bmatrix} \frac{\epsilon_{cu} \cdot (d'_2 - c)}{c} \\ \frac{\epsilon_{cu} \cdot (d'_3 - c)}{c} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -0.01143 \\ -0.01476 \end{bmatrix} \quad \epsilon_{s2} > \epsilon_{ty} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

Deformación en tensión

$$f_{s3} := f_y = 420 \text{ MPa}$$

$$f_{s4} := f_y = 420 \text{ MPa}$$

$f'_s > f_y$ El acero en compresión esta en fluencia

$$T1 := (A_{sc2}) \cdot f_{s3} = 168.892 \text{ kN}$$

$$T2 := (A_{sc3}) \cdot f_{s4} = 337.784 \text{ kN}$$

$$T := T1 + T2 = 506.676 \text{ kN}$$

$$C > T = 0$$

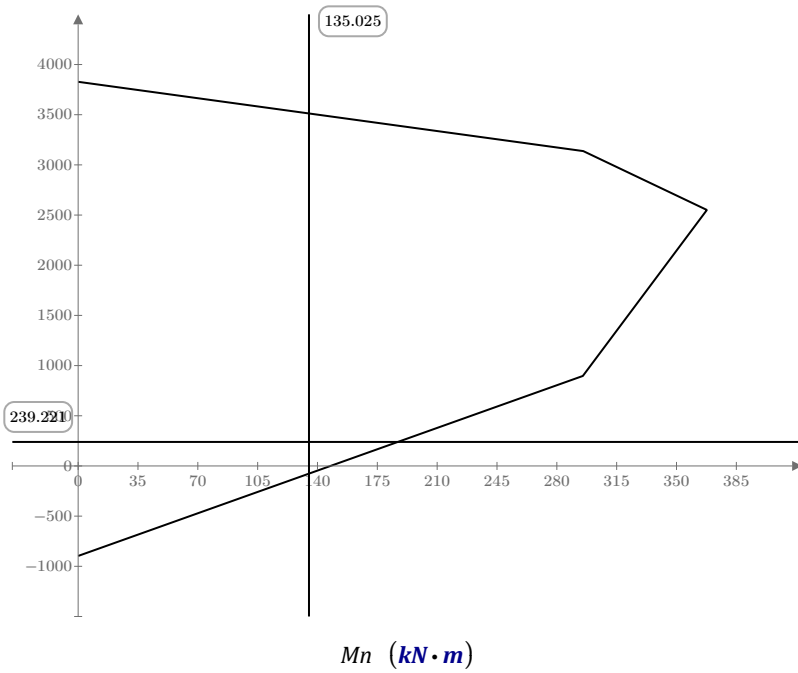
$$C - T = -896.695 \text{ kN}$$

$$P_n E := C - T = -896.695 \text{ kN}$$

$$M_n E := 0 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Grafico de diagrama de interacción de columna.

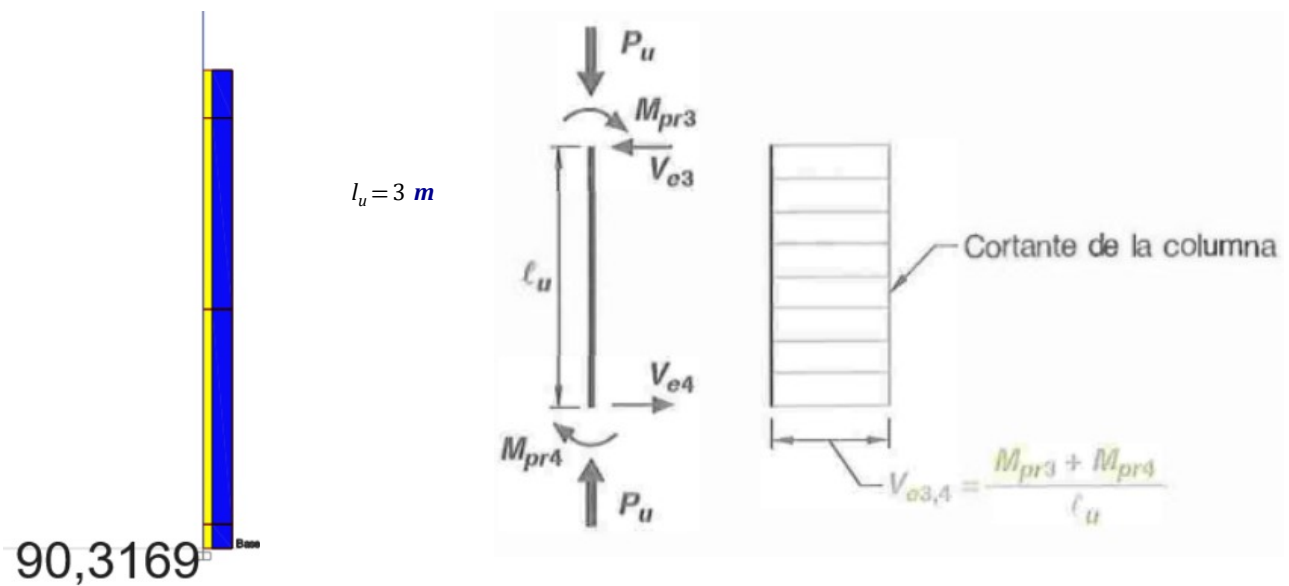
$$P_n := \begin{bmatrix} P_n A \\ P_n D \\ P_n B \\ P_n C \\ P_n E \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 3827.739 \\ 3137.197 \\ 2550.806 \\ 896.695 \\ -896.695 \end{bmatrix} \text{ kN} \quad M_n := \begin{bmatrix} M_n A \\ M_n D \\ M_n B \\ M_n C \\ M_n E \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 295.48 \\ 367.773 \\ 295.214 \\ 0 \end{bmatrix} \text{ kN} \cdot \text{m}$$



$$P_{uc} = 239.221 \text{ kN}$$

$$M_{uc} = 135.025 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Resistencia a cortante en una dirección columna.



- Cortante último de diseño, $V_{uc} := 90.3169 \text{ kN}$

$$M_{pr3} = 259.308 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_{pr4} = 259.308 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\phi V_n \geq V_{uc}$$

$$V_{e34} := \frac{M_{pr3} + M_{pr4}}{l_u} = 172.872 \text{ kN}$$

$$V_{ucmax} := \max(V_{uc}, V_{e34}) = 172.872 \text{ kN} \quad \text{Cumple}$$

- Capacidad máxima a cortante del concreto,

$$V_{cmax} := 0.42 \cdot \lambda \sqrt{\frac{f'_c}{\text{MPa}}} \cdot b_c \cdot d'_3 \cdot \text{MPa} = 389.0855 \text{ kN}$$

ACI318-19 22.5.5.1. pg. 419.

- Acero mínimo transversal requerido,

$$A_{vmin} := \max \left(0.062 \cdot \frac{\sqrt{f'_c \cdot \text{MPa}}}{\text{MPa}} \cdot b_c \cdot d'_3, 0.35 \cdot \frac{b_c \cdot d'_3 \cdot \text{MPa}}{f_y} \right) = 57436.425 \text{ mm}^2$$

ACI318-19 9.6. pg. 142.

- Factor de modificación por efecto de tamaño,

$$\lambda_s := \text{if} \left(\sqrt[2]{\frac{2}{\left(1 + 0.04 \cdot \frac{d'_3}{\text{mm}}\right)}} \leq 1, \frac{2}{1 + 0.04 \cdot \frac{d'_3}{\text{mm}}}, 1 \right) = 0.12$$

ACI318-19
22.5.5.1.3. pg. 419.

- Cumplimiento ecuación, $\eta := A_e \geq A_{v_{min}} = 0$

$$A_e = 78.54 \text{ mm}^2$$

- carga axial mayorada normal a la sección transversal, que ocurre simultáneamente con V_u , o T_u ; debe tomarse como positiva para compresión y como negativa para tracción, N. $N_{uc} := V_{uc} = 90316.9 \text{ N}$

- Aporte concreto a cortante,

$$V_c := \left\{ \begin{array}{l} \text{if } A_e \geq A_{v_{min}} \\ \left| \min \left(\left(0.17 \cdot \lambda^2 \sqrt{f'_c \cdot \text{MPa}} + \frac{N_{uc}}{6 \cdot A_{gc}} \right) \cdot b_c \cdot d'_3, \left(0.66 \cdot \lambda \cdot \rho_{wc}^{\frac{1}{3}} \sqrt{f'_c \cdot \text{MPa}} + \frac{N_{uc}}{6 \cdot A_{gc}} \right) \cdot b_c \cdot d'_3 \right) \right| \\ \text{if } A_e < A_{v_{min}} \\ \left| \left(0.66 \cdot \lambda \cdot \lambda_s \cdot \rho_{wc}^{\frac{1}{3}} \sqrt{f'_c \cdot \text{MPa}} + \frac{N_u}{6 \cdot A_{gc}} \right) \cdot b_c \cdot d'_3 \right| \end{array} \right. = 51.476 \text{ kN}$$

$$V_{c1} := 0.4 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c \cdot \text{MPa}} \cdot b_c \cdot d'_3 = 370.558 \text{ kN}$$

- No debe tomarse mayor que V_{c1}

$$S_{zc} := \min \left(\frac{b_c}{6}, 6 \cdot \phi_{sc} \right) = 75 \text{ mm}$$

ACI318-19 18.7.5.3 La separación del refuerzo transversal no debe exceder la menor de (a) hasta (d):

- Separación escogida en estribos en apoyos, $S_{zc} = 75 \text{ mm}$

- Factor de reducción de resistencia cortante, $\phi_c := 0.75$

ACI318-19. 21.2..1 pg. 405

- Cortante a resistir por el acero transversal,

$$V_s := \min \left(\frac{A_e \cdot f_y \cdot d'_3}{S_{zc}}, 0.25 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \text{MPa}} \cdot b_c \cdot d \right) = 172.411 \text{ kN}$$

ACI318-19. 22.5.8.5.3. pg. 424

- La resistencia nominal para cortante $V_n := \frac{V_{ucmax}}{\phi_c} + V_c = 281.972 \text{ kN}$

ACI318-19. 21.5.3.

$$V_{uc} = 90.317 \text{ kN}$$

Cumple

Estribo

$$k_f := \max \left(\frac{f'_c}{175 \text{ MPa}} + 0.6, 1 \right) = 1$$

$$k_n := \frac{n_l}{n_l - 2} = 2$$

ACI318-19 18.7.5.4

$$b_{c1} := h_c - rec_m \cdot 2 = 33.2 \text{ cm}$$

$$b_{c2} := b_c - rec_m \cdot 2 = 33.2 \text{ cm}$$

- Área de la sección transversal de un miembro estructural, medida entre los bordes exteriores del refuerzo transversal, mm²

$$A_{ch} := b_{c1} \cdot b_{c2} = 110224 \text{ mm}^2$$

- longitud del elemento de borde medida desde la cara de compresión del miembro, mm $l_{be} := h_c - rec_m = 391 \text{ mm}$

- área bruta de la sección de concreto, mm². Para una sección con vacíos, A_g es el área del concreto solo y no incluye el área de los vacíos

$$A_g := l_{be} \cdot b_c = 175950 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh} := \max \left(0.3 \cdot \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \cdot S_{zc} \cdot b_{c2} \cdot \frac{f'_c}{f_y}, 0.09 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot S_{zc} \cdot b_{c2}, 0.2 \cdot k_f \cdot k_n \cdot \frac{P_{uc}}{f_{yt} \cdot A_{ch}} \cdot S_{zc} \cdot b_{c2} \right) = 292.5 \text{ mm}^2$$

ACI318-19 Tabla 18.7.5.4

- Numero de barras de estribo $N_{est} := \frac{A_{sh}}{A_e} = 3.724$

$$n_{est} := 4$$

$$A_v := n_{est} \cdot A_e = 314.159 \text{ mm}^2$$

$$\text{Separación máxima } s_{max} := \frac{A_v \cdot f_y \cdot d'_3}{V_n} = 183.434 \text{ mm}$$

Detallado del refuerzo de columna.

Se realiza el análisis con la viga de mayor armadura. Para esto, se tiene la siguiente información:

Columna

$$rec_c = 40 \text{ mm}$$

$$b_c = 450 \text{ mm}$$

$$h_c = 450 \text{ mm}$$

$$\phi_{sc} = 16 \text{ mm}$$

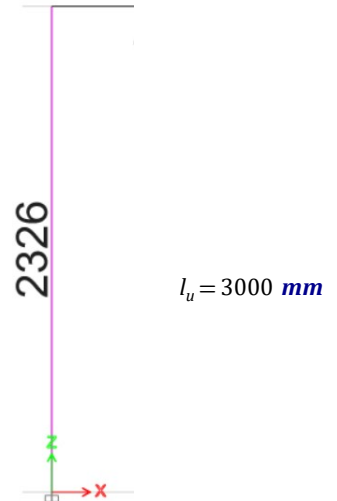
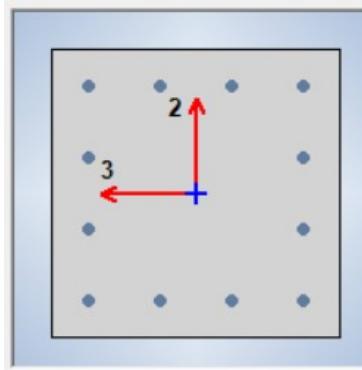
$$\phi_e = 10 \text{ mm}$$

$$A_{gc} = 202500 \text{ mm}^2$$

$$A_e = 78.54 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_Total} := A_{sc_0} + A_{sc_1} + A_{sc_2} + A_{sc_3} = 2412.743 \text{ mm}^2$$

$$\text{- Número de barras, } n_l = \begin{bmatrix} 4 \\ 2 \\ 2 \\ 4 \end{bmatrix}$$



ACI318-19 18.7.5.1
La longitud confinado l_o .

$$l_o := \max\left(h_c, \frac{l_u}{6}, 600 \text{ mm}\right) = 600 \text{ mm}$$

$$x_l := \frac{b_c - rec_m \cdot 2}{n_{l_0}} = 83 \text{ mm}$$

$$h_x := x_l = 83 \text{ mm}$$

$$S_o := \min\left(100 \text{ mm} + \left(\frac{350 \text{ mm} - h_x}{3}\right), 150 \text{ mm}, 100 \text{ mm}\right) = 100 \text{ mm}$$

Separación de la zona confinada

$$S_{zc} := \min\left(\frac{b_c}{6}, 6 \cdot \phi_{sc}, 100 \text{ mm}, S_o\right) = 75 \text{ mm}$$

ACI318-19 18.7.5.3 La separación del refuerzo transversal no debe exceder la menor de (a) hasta (d):

$$\text{La longitud no confinado } l_{nc} := l_u - 2 \cdot l_o = 1800 \text{ mm}$$

Separación la zona no confinada

$$S_{znc} := \min\left(\frac{850 \text{ MPa} \cdot \phi_{sc}}{\sqrt{f_y \cdot \text{MPa}}}, 48 \cdot \phi_e, \frac{b_c}{2}\right) = 225 \text{ mm}$$

ACI318-19 18.8.5.1 Longitud de desarrollo de barras en tracción

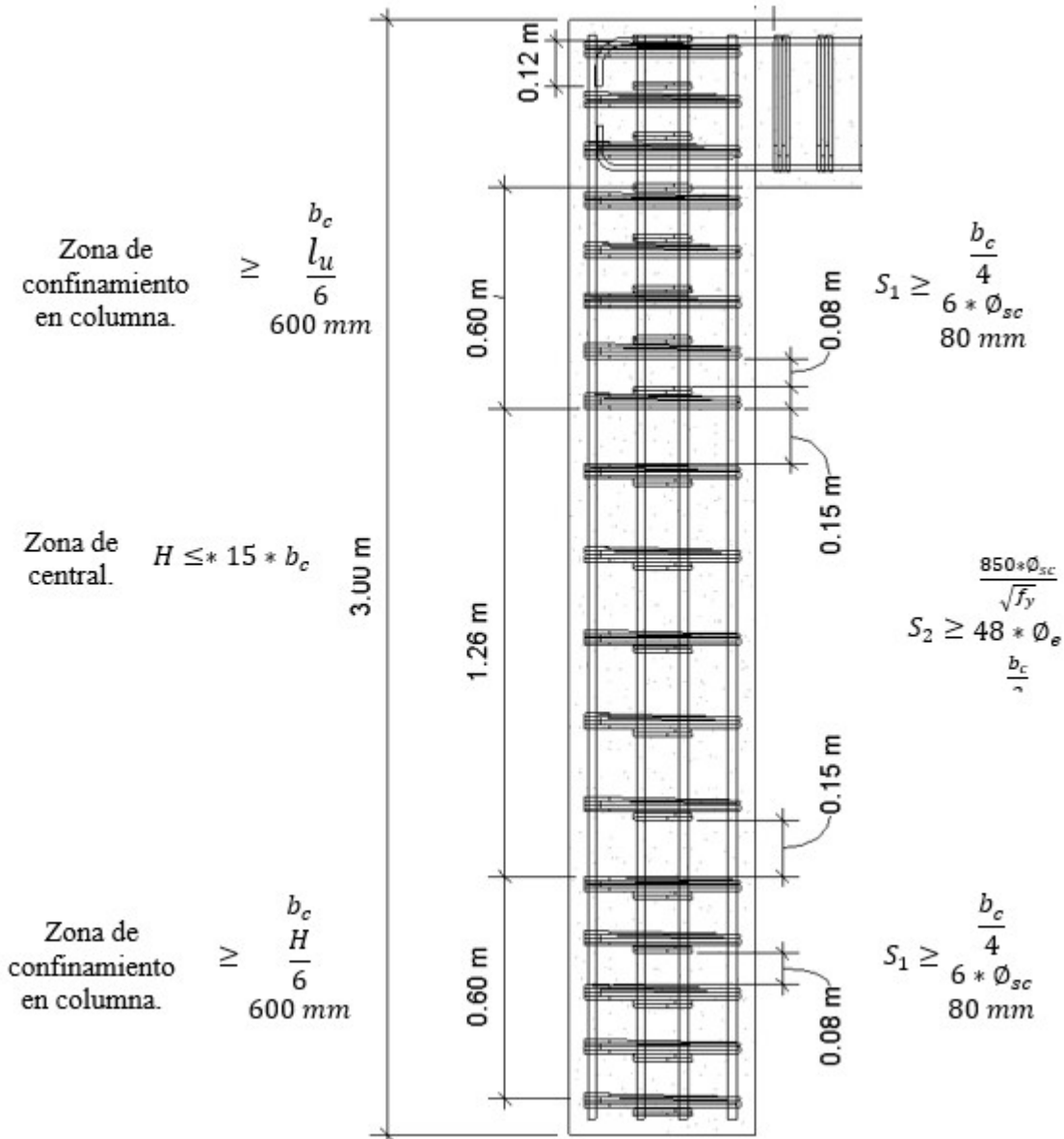
$$l_{dh} := \frac{f_y \cdot \phi_{sc}}{5.4 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c \cdot \text{MPa}}} = 236.962 \text{ mm}$$

Los empalmes por traslapos se permiten en la mitad central de la longitud del miembro.

ACI318-19 18.7.4.1 Longitud de empalme

$$l_e := \max\left(\frac{l_u}{3}, \frac{d}{4}, 100 \text{ mm}\right) = 1000 \text{ mm}$$

Detalle de la columna (SMF)



Verificación de columna fuerte y viga débil

$$M_n B \geq \frac{6}{5} \cdot M_{nv} = \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \end{bmatrix}$$

Cumple

$$M_{nv} = \begin{bmatrix} 155.281 \\ 155.281 \\ 157.96 \\ 124.808 \\ 124.808 \\ 124.808 \end{bmatrix} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

ACI318-19 18.7.3.2 Las resistencias a flexión de las columnas deben cumplir con.

$$M_n B = 367.773 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

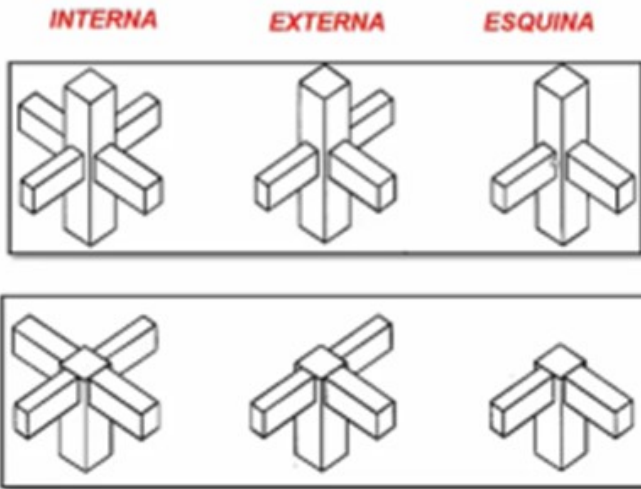
Diseño de nudo pórtico especial resistente a momento (SMF).

Selección de nudos.

Nudos Interiores

Nudos Exteriores

Nudos Perimetrales



Para el cálculo, se utiliza las siguientes ecuaciones:

- Armadura superior Viga colocado $A_{sn1} := \frac{\phi_{sn}^2 \cdot \pi}{4} \cdot N_{barrasreal_0} = 1017.876 \text{ mm}^2$ $N_{barrasreal_0} = 4$

- Armadura inferior Viga colocado $A_{in1} := \frac{\phi_{sp}^2 \cdot \pi}{4} \cdot N_{barrasreal_3} = 804.248 \text{ mm}^2$ $N_{barrasreal_3} = 4$

Cálculo de cargas o fuerzas.

Fuerzas actuantes en el nudo

$\alpha := 1.25 = 1.25$

$T_1 := \alpha \cdot f_y \cdot A_{sn1} = 534.385 \text{ kN}$

$T_2 := \alpha \cdot f_y \cdot A_{in1} = 422.23 \text{ kN}$

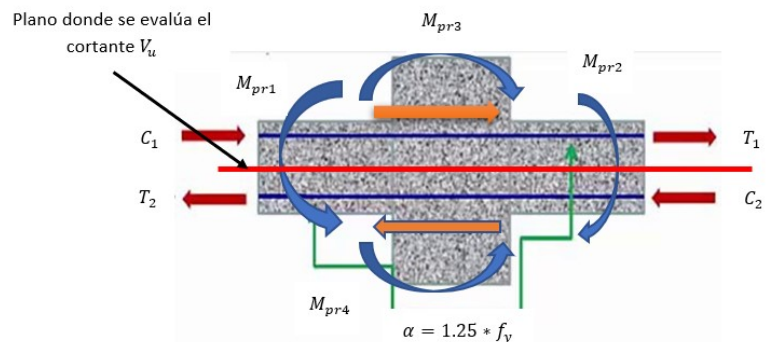
$C_2 := T_1$

$C_1 := T_2$

$V_n = V_c + V_s$ *Ecuación 14*

$T_1 = C_2 = C_1 = T_2 = \alpha \cdot A_s$ *Ecuación 15*

$V_u = \alpha \cdot (A_{s1} + A_{s2}) + V_{e3,4}$ *Ecuación 16*



Cálculo de momento exterior.

$d := h_c - rec_m = 391 \text{ mm}$

$a_1 := \frac{\alpha \cdot A_{sn1} \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b_c} = 50.656 \text{ mm}$

$a_2 := \frac{\alpha \cdot A_{in1} \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b_c} = 40.024 \text{ mm}$

$M_{pr1} := \alpha \cdot A_{sn1} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{\alpha \cdot A_{sn1} \cdot f_y}{2 \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b_c} \right) = 195.41 \text{ kN} \cdot m$

$M_{pr2} := \alpha \cdot A_{in1} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{\alpha \cdot A_{in1} \cdot f_y}{2 \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b_c} \right) = 156.642 \text{ kN} \cdot m$

$M_{pr1} = 388.814 \text{ kN} \cdot m$

$M_{pr2} = 385.405 \text{ kN} \cdot m$

ACI318-19 R18.6.5 Momento en los extremos.

Cálculo de cortante

$$V_e := \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} + \frac{W_u \cdot l_n}{2} = 250.605 \text{ kN}$$

$$l_n = 4.7 \text{ m}$$

ACI318-19 R18.6.5 Cortante de diseño para vigas y columnas.

$$V_u := T_1 + C_2 - V_e = 818.165 \text{ kN}$$

$$V_{uv} = 202.059 \text{ kN}$$

$$V_{uc} = 90.317 \text{ kN}$$

$$V_u T := V_{uv} + V_{uc} = 292.376 \text{ kN}$$

Refuerzo longitudinal.

- Para otros concretos $\lambda := 1$

$$l_{ref} := \max\left(\frac{20}{\lambda} \cdot \phi_{sn}, 26 \cdot \phi_{sn}, \frac{h_v}{2}\right) = 468 \text{ mm}$$

Cálculo del área efectiva del nudo

Para el cálculo de la resistencia nominal del nudo, se realiza el siguiente proceso:

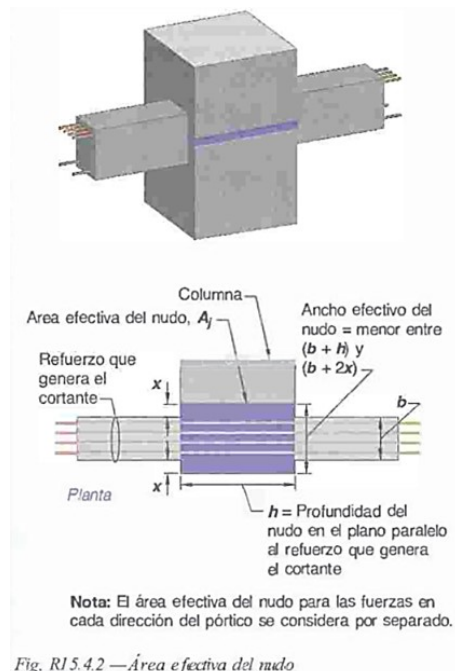
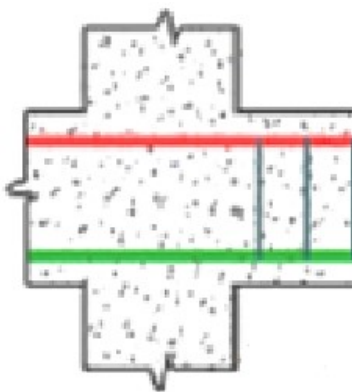
El área de la sección efectiva dentro del nudo A_j

Donde la columna es más ancha que la viga, el ancho efectivo del nudo no debe exceder el menor de (a) y (b):

(a) Ancho de la viga más la altura del nudo.

(b) Dos veces la distancia perpendicular medida desde el eje longitudinal de la viga a la cara lateral más cercana de la columna.

ACI318-19 15.4.2.4 Área efectiva del nudo



A_j : Área Efectiva de la sección transversal en cm^2

$$x := \frac{h_c - b_v}{2} = 7.5 \text{ cm}$$

$$bj1 := b_v + b_c = 750 \text{ mm}$$

$$bj2 := b_v + 2 \cdot x = 450 \text{ mm}$$

$$bj := \min(bj1, bj2) = 450 \text{ mm}$$

$$\text{Área efectiva del nudo } A_j := bj \cdot b_c = 202500 \text{ mm}^2$$

Fig. R15.4.2 — Área efectiva del nudo

Verificación de cortante.

$\phi_c = 0.75$

- Resistencia nominal del nudo a cortante V_n

ACI318-19 21.2.4.4.

ACI318-19 18.8.4.3 Resistencia nominal del nudo a cortante

Para nudos interiores confinada

$\phi V_n := \phi_c \cdot 1.7 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot MPa \cdot A_j = 1355.915 \text{ kN}$

$\phi V_n \geq V_{uv} = 1$

Cumple

$V_{uv} = 202.059 \text{ kN}$

$\phi V_n \geq V_{uc} = 1$

Cumple

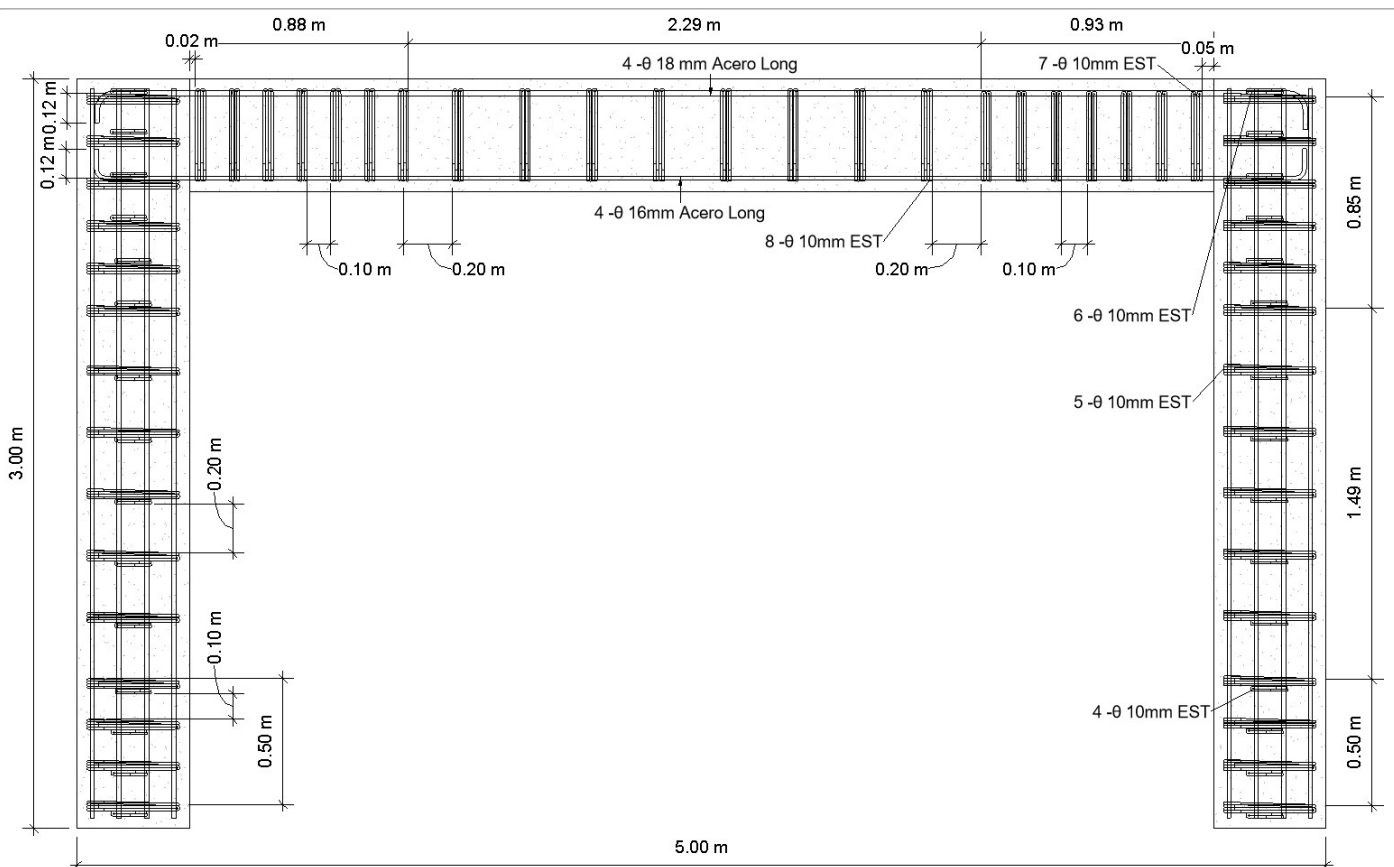
$V_{uc} = 90.317 \text{ kN}$

Tabla 18.8.4.3 — Resistencia nominal del nudo a cortante V_n

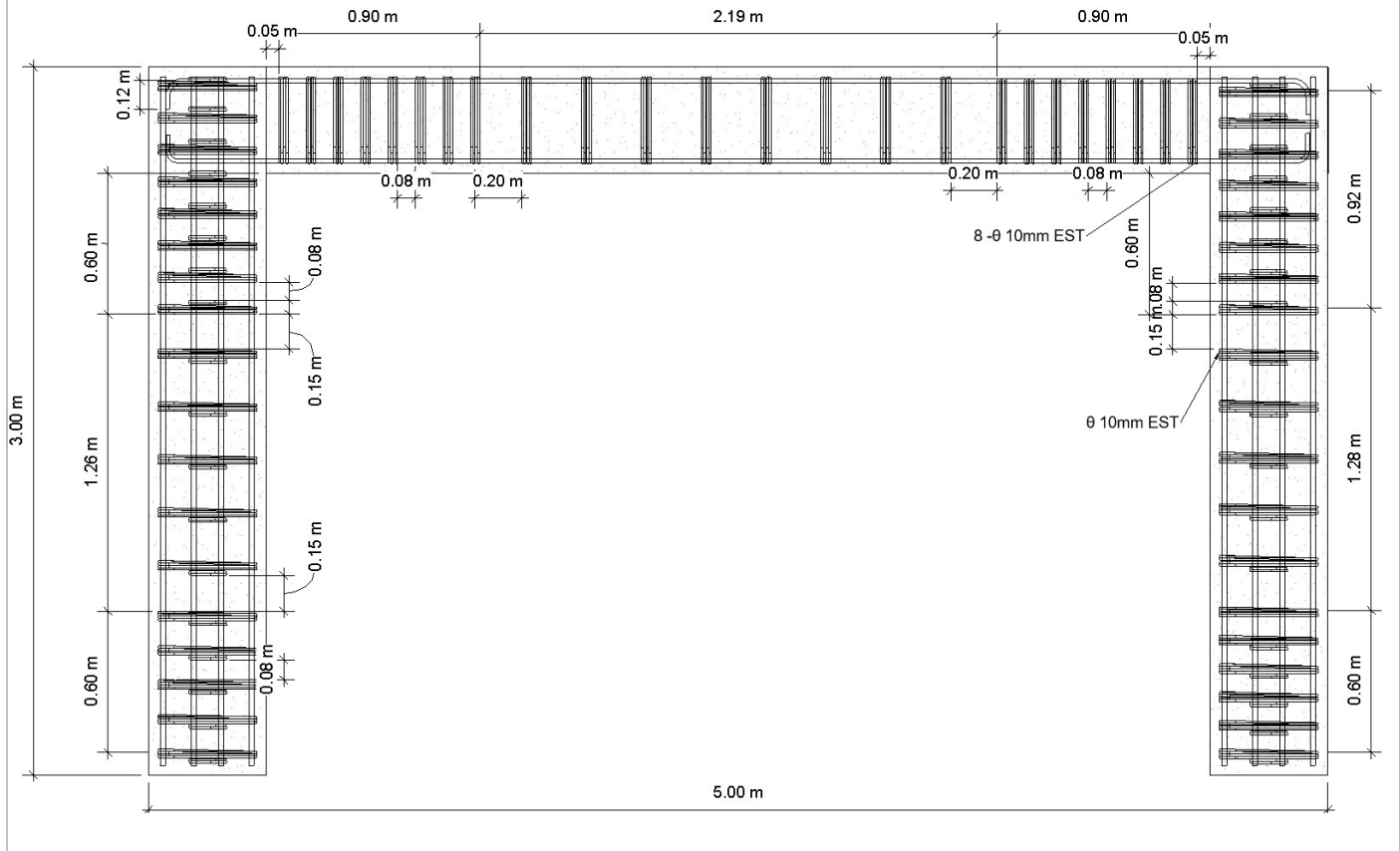
Columna	Viga en la dirección de V_x	Confinado por vigas transversales de acuerdo con 15.2.8	$V_n, N^{[1]}$
Continua o cumple con 15.2.6	Continua o cumple con 15.2.7	Confinada	$1.7\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		No confinada	$1.3\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
	Otras	Confinada	$1.3\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		No confinada	$1.0\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
Otras	Continua o cumple con 15.2.7	Confinada	$1.3\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		No confinada	$1.0\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
	Otras	Confinada	$1.0\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		No confinada	$0.7\lambda\sqrt{f'_c}A_j$

[1] λ debe ser 0.75 para concreto liviano y 1.0 para concreto de peso normal. A_j debe calcularse de acuerdo con 15.4.2.4.

Configuración del pórtico (OMF)



Configuración del pórtico (SMF)



AUTORIZACION DE PUBLICACION EN EL REPOSITORIO INSTITUCIONAL

Nosotros, **Esteban Andrés Bravo León** y **José Manuel Palchisaca Caguana** portadores de las cédulas de ciudadanía N° **010517513-7** y **035010478-2**. En calidad de autores y titulares de los derechos patrimoniales del trabajo de titulación “**Análisis del comportamiento estructural en pórticos especiales y ordinarios a momento usando modelos numéricos**” de conformidad a lo establecido en el artículo 114 Código Orgánico de la Economía Social de los Conocimientos, Creatividad e Innovación, reconocemos a favor de la Universidad Católica de Cuenca una licencia gratuita, intransferible y no exclusiva para el uso no comercial de la obra, con fines estrictamente académicos, Así mismo; autorizamos a la Universidad para que realice la publicación de este trabajo de titulación en el Repositorio Institucional de conformidad a lo dispuesto en el artículo 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior.

Cuenca, **31 de enero de 2023**

F: 

Esteban Andrés Bravo León
C.I. 010517513-7

F: 

José Manuel Palchisaca Caguana
C.I. 035010478-2