

COMPARACIÓN TEÓRICO – EXPERIMENTAL DEL COMPORTAMIENTO A FLEXIÓN DE VIGAS DE HORMIGÓN ARMADO MEDIANTE GRÁFICAS MOMENTO-CURVATURA.

W. Stalin Alcívar; Párraga Zambrano Néxar Josué; Vélez Chunga Juan Carlos
Universidad Técnica de Manabí, Ecuador, Av. Urbina y Che Guevara, Portoviejo
william.alcivar@utm.edu.ec; nparraga7926@utm.edu.ec; jvelez2850@utm.edu.ec;

Recibido: 20/01/2021

Aceptado: 23/03/2021

Resumen— Para vigas de hormigón armado el confinamiento mediante el refuerzo transversal mejora su desempeño a flexión (acción simultánea de tracción y compresión), permitiendo mayor resistencia y como consecuencia mayores deformaciones, a la vez que incrementa la ductilidad del elemento, misma propiedad que relaciona la capacidad estructural en el rango elástico y plástico en función de los desplazamientos, todo esto resumido en la gráfica momento-curvatura ($M-\Phi$).

El presente trabajo muestra la comparación teórico-experimental del comportamiento a flexión de vigas de hormigón armado mediante la gráfica momento-curvatura, partiendo de una viga base con geometría estándar preestablecida, que se ensaya con una configuración de simple apoyo sometida a una fuerza puntual creciente en el centro de la luz que delimita su deformación.

A partir de resultados de ensayos experimentales realizados en la Universidad Técnica de Manabí se genera la gráfica momento curvatura ($M-\Phi$), misma que es confrontada con la obtenida a partir de softwares de elementos finitos y puesta en consideración en base a las teorías clásicas de la flexión del hormigón.

En virtud de los resultados obtenidos a partir de la calibración de un modelo de elementos finitos con un porcentaje de error del 2,89% en función de los puntos de cedencia de la gráfica momento-curvatura entre el modelo experimental y el modelo de elementos finitos, se llega a la conclusión de que el elemento puesto en estudio sufre los mismos efectos de fallas (falla primaria: dúctil, falla secundaria: frágil) las cuales están determinadas por el comportamiento que adquiere la gráfica momento curvatura ($M-\Phi$) en dependencia de las deformaciones de los materiales.

Palabras claves: Deformaciones, desplazamientos, gráfica momento curvatura, ensayos experimentales, elementos finitos, teorías clásicas.

Abstract— For reinforced concrete beams, confinement through transverse reinforcement improves their flexural performance (simultaneous action of tension and compression), allowing greater resistance and consequently greater deformations, while increasing the ductility of the element, the same property that relates to capacity. Structural in the elastic and plastic range as a function of the displacements, all this summarized in the moment-curvature graph ($M-\Phi$).

The present work shows the theoretical-experimental comparison of the bending behavior of reinforced concrete beams through the moment-curvature graph, starting from a base beam with pre-established standard geometry, which is tested with a simple support configuration subjected to an increasing point force in the center of the light that defines its deformation.

From the results of experimental tests carried out at the Universidad Técnica de Manabí, the curvature moment graph ($M-\Phi$) is generated, which is compared with that obtained from finite element software and taken into consideration based on classical theories. of concrete flexure.

By virtue of the results obtained from the calibration of a finite element model with an error percentage of 2.89% as a function of the yield points of the moment-curvature graph between the experimental model and the finite element model, it is concluded that the element under study suffers the same failure effects (primary failure: ductile, secondary failure: brittle) which are determined by the behavior acquired by the curve moment graph ($M-\Phi$) in dependence of the deformations of the materials.

Index Terms: Strains, displacement, moment curvature graph, experimental essays, finite elements, classical theories.

I. INTRODUCCIÓN

En el análisis de confiabilidad de sistemas estructurales bajo acciones de cargas, donde es necesario aplicar métodos de simulación, resulta muy conveniente y efectivo el análisis estructural y de propiedades de los elementos que conforman dicho sistema. Partiendo del criterio “columna fuerte-viga débil” se procura que la disipación de energía en pórticos resistentes a momentos lo hagan las vigas, para que no peligre la estabilidad general de la estructura.

En el campo experimental a través de los años varios han sido los modelos, diseños y técnicas (en su gran mayoría a escalas reales) que los profesionales han desarrollado para connotar el comportamiento que una viga pudiese tener ante efectos de cargas, mismos que parten de un pre diseño a partir de las propiedades de los materiales que conforman el elemento.

Sin embargo, la confrontación de resultados experimentales con las teorías clásicas del hormigón mediante deflexiones y deformaciones ha generado un espectro de problemas extremadamente variables, más aún cuando nos encontramos inmersos en el amplio campo de estudio de plasticidad (comportamiento no lineal) de los materiales.

Por su parte actualmente la relación momento curvatura ($M-\Phi$) es uno de los recursos más utilizados en el análisis de los elementos de hormigón armado, especialmente para estudiar la ductilidad del elemento que se analiza. Se puede visualizar además el comportamiento de la sección de la viga ante la acción de un sismo severo mediante la ductilidad por curvatura, proceso que conlleva al cálculo de la gráfica momento curvatura ($M-\Phi$) (Aguilar, 2003).

A raíz de la problemática planteada nace la necesidad de generar un tercer método de análisis estructural capaz de confrontar mediante la gráfica momento-curvatura ($M-\Phi$) con exactitud los resultados experimentales con las teorías clásicas del hormigón, siendo este un análisis no lineal y no afectado por factores externos. Basados en aquello el presente trabajo presenta la modelación de una viga de hormigón armado a través de elementos sólidos mediante el uso de software de elementos finitos, la cual por simulaciones llegó a su máxima calibración del experimento realizado previamente para luego confrontar inmediatamente los resultados de momento curvatura ($M-\Phi$) teórica y experimentalmente.

II. MATERIALES Y MÉTODOS

El presente trabajo cuenta con datos obtenidos en el ensayo de una viga de hormigón armado de sección rectangular, simplemente apoyada y sometida a una carga puntual en el centro de la luz, el ensayo fue realizado en el marco de reacción de la Universidad Técnica de Manabí. A partir de los resultados experimentales se determinará el comportamiento de la viga propuesta para el estudio mediante el cálculo de la gráfica momento-curvatura ($M-\Phi$), esto se puede lograr a partir del análisis de las deformaciones obtenidas a través de los strain-gauges, colocados en el acero de refuerzo; además, como parámetro de calibración del modelo de elementos finitos se analiza la deflexión al centro de la viga. Por su parte, el uso de software de elementos finitos nos permitirá reflejar dicho comportamiento mediante la modelación de la viga mediante elementos sólidos con comportamiento no lineal, y finalmente se fijan aproximaciones basadas en las teóricas clásicas de la flexión del hormigón, mediante el análisis de la sección transversal de la viga.

A. Ensayo Experimental.

Para fines de estudios del comportamiento de las propiedades de los materiales que conforman un elemento estructural, específicamente una viga de hormigón armado, se procedió a diseñar y construir la misma partiendo de los criterios de diseño mínimo estipulados en la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015 (NEC-SE-HM, 2015) conjuntamente con requisitos indicados por el American Concrete Institute (ACI.318S-19), por lo cual las dimensiones de la sección transversal se definieron en función de la luz libre y la carga a la que será sometida. Finalmente se adoptaron dimensiones de 250 mm de base, 400 mm de altura, 3900 mm de longitud total, siendo la ubicación de los apoyos a 200 mm desde la cara externa del elemento, dejando así 3500 mm de luz libre. La figura 1 muestra una vista frontal de la configuración de la viga, se observa la ubicación de los apoyos a 3500mm y la carga aplicada al centro de la luz.

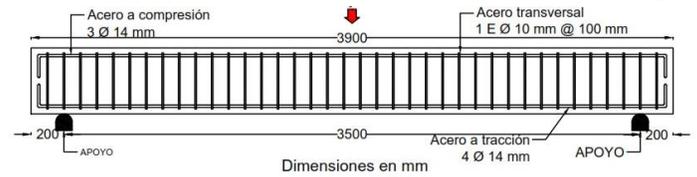


Figura 1: Vista frontal de la viga de ensayo

El armado de la viga estuvo conformado por varillas corrugadas de acero con un esfuerzo de fluencia $F_y = 420$ MPa, distribuido en 4 varillas de 14 mm ($615,75 \text{ mm}^2$) en la parte inferior para resistir los esfuerzos de tracción y 3 varillas de 14 mm ($461,81 \text{ mm}^2$) en la parte superior que resistirán los esfuerzos de compresión, las mismas que tendrán una longitud de 3820 mm sin contar los ganchos. Para el acero de refuerzo transversal se utilizaron estribos de 10 mm de diámetro distribuidos a una separación de 100 mm a lo largo de toda la viga (38 estribos). El hormigón de la viga presentó un esfuerzo a la compresión $f'_c = 34,5$ MPa, de acuerdo con ensayos realizados a probetas cilíndricas con la mezcla utilizada. La figura 2 muestra la sección transversal de la viga.

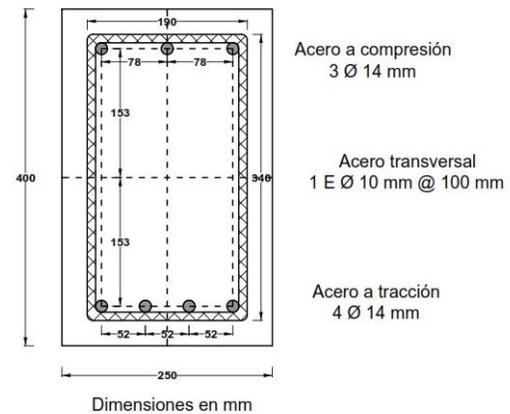


Figura 2: Sección transversal de viga de ensayo

Previo al encofrado y fundición del elemento se procedió a la ubicación de los 'strain gauge' o medidores de deformación en el centro de la luz libre, distribuidos en cada barra principal de la viga. En la figura 3 se observan dos de estos medidores de deformación colocados en las barras superiores. La figura 4 muestra el estado final de la viga, luego del ensayo.



Figura 3: Ubicación de Strain Gauge



Figura 4: Estado de la viga luego del ensayo experimental

B. Modelación en software de elementos finitos.

Con el propósito de tener una herramienta con la capacidad de predecir correctamente el comportamiento de vigas de hormigón armado se procedió a calibrar la viga ensayada en un programa de elementos finitos, ayudando así a confrontar resultados.

Se procedió al uso del software Abaqus (Abaqus, 2007) a fin de poder generar una representación tridimensional del problema y poder analizar a detalle el comportamiento del elemento estructural, tanto el comportamiento general de la viga de hormigón armado como el comportamiento individual de las barras de acero de refuerzo, mediante el análisis de las deformaciones unitarias a compresión y a tracción. Las deformaciones unitarias del concreto solo se pueden comparar con las deformaciones teóricas debido a la no presencia de strain gauges en el hormigón.

B.1 Modelos y propiedades mecánicas de los materiales.

Para el modelado del elemento se utilizaron 2 materiales distintos, hormigón y acero.

B.1.1. Hormigón

Se define un material sólido homogéneo de densidad $2,4 \times 10^{-5}$ N/mm³ y módulo de elasticidad de 27304,68 MPa.

Se configuró un modelo de Daño Plástico del Concreto (CDP por sus siglas en inglés) el cual está basado en la suposición de daño escalar isotrópico para situaciones en las cuales el concreto está sujeto a condiciones de carga arbitraria incluyendo cargas cíclicas (Abaqus, 2007).

Dentro de las propiedades mecánicas del modelo

CDP se asignaron los parámetros de plasticidad mostrados en la tabla 1.

Nombre del parámetro	Valor
Ángulo de dilatación	36
Excentricidad	0,1
f_{bo}/f_{co}	1,16
k	0,667
Viscosidad	0

Tabla 1: Daño plástico (Kmiecik & Kaminski, 2011)

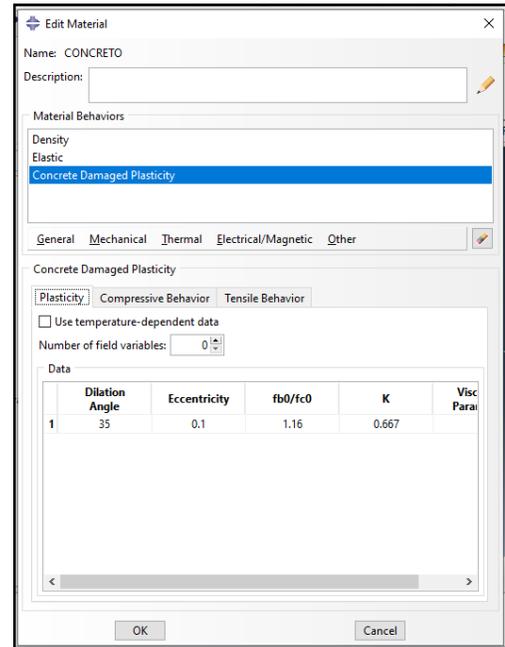


Figura 5: Parámetros de modelación del Daño Plástico del Hormigón

En su resistencia a compresión se introduce un modelo de esfuerzo–deformación con daño plástico (Hognestad, 1955) capaz de soportar una resistencia característica de 34,5 MPa, ver figura 5, complementariamente para su modelado a tracción se plantea un modelo bilineal resistente al 3,8% (1,30 MPa) de la resistencia final a compresión, el porcentaje corresponde a la calibración del modelo mediante el análisis de la relación carga–desplazamiento al centro de la luz.

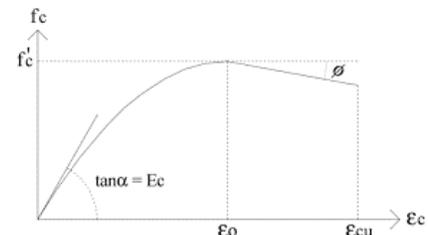


Figura 6: Modelo de compresión del hormigón (Hognestad, 1955)

B.1.2. Acero

Se definió un material tipo barra de densidad $7,85 \times 10^{-5}$ N/mm³ y módulo de elasticidad de 205939,65 MPa. En su propiedad mecánica plástica se planteó un modelo bilineal (Park & Pauly, 1980), tal como se muestra en la figura 6, con una resistencia a la fluencia característica de 420 MPa.

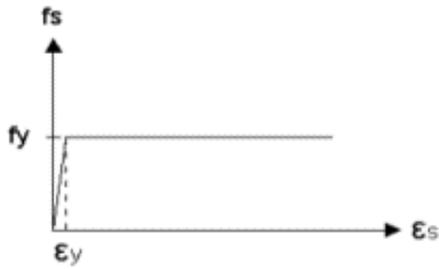


Figura 7: Modelo bilineal del acero (Park & Pauly, 1980)

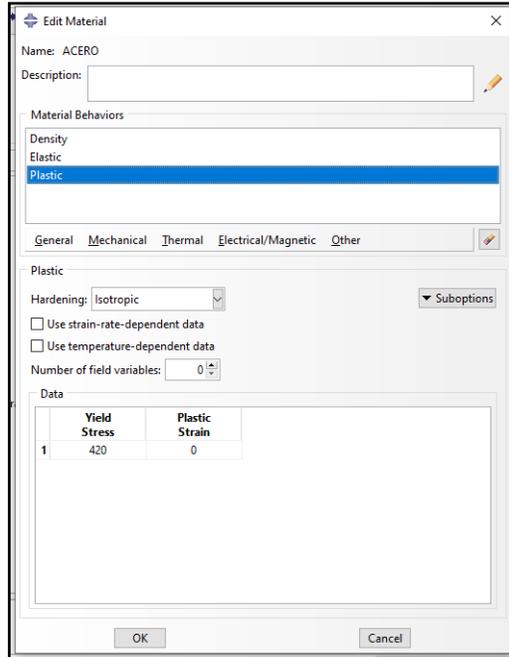


Figura 8: Parámetros de modelación del Acero Bilineal

B.2 Condiciones de borde.

Para simular las condiciones de borde del ensayo, se modelaron dos apoyos a 200 mm desde la cara externa lateral de la viga, restringiendo su desplazamiento vertical (U2) y frontal (U3), liberando el desplazamiento horizontal (U1) para así permitir el desplazamiento en forma de rodillo.

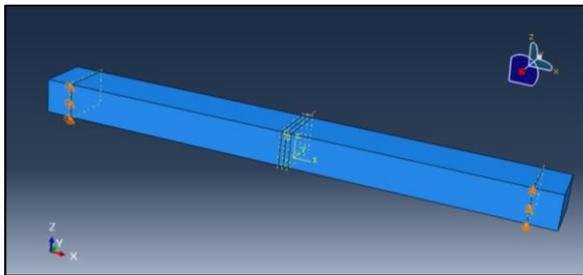


Figura 9: Modelación de condiciones de borde

B.3 Carga.

Para obtener un efecto similar a la aplicación de carga mediante el gato hidráulico que se empleó en el experimento, se definió un área de aplicación de carga con las mismas dimensiones (70mm x250 mm) a la cual se le aplicó la carga final de falla del experimento, dando como resultado una carga de tipo presión como se detalla a continuación:

$$P = \frac{F}{A} ; P = \frac{136,36 \text{ KN}}{(70 * 250) \text{ mm}^2} * \frac{1000 \text{ N}}{1 \text{ kN}} = 7,79 \text{ MPa}$$

A partir de la carga a presión calculada se asignó una carga superior a la misma (10MPa) a fines de que el software detenga su análisis al momento de que llegue al colapso.

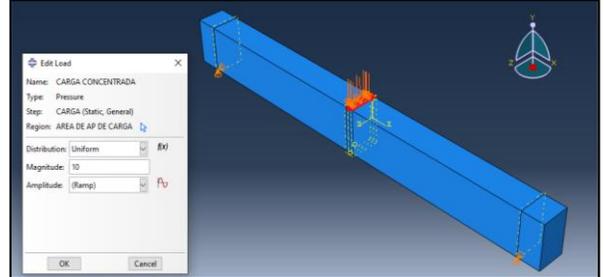


Figura 10: Esquema de aplicación de Carga Externa

B.4 Malla de elementos finitos.

A fines de lograr mejores resultados se realizaron varias pruebas de mallado hasta llegar al modelo más conveniente para medir los parámetros que interesan en el estudio del problema descrito.

El modelo más completo requirió de una malla base de un total de 3414 elementos, con un total de 25068 nodos, los cuales se detallan a continuación:

Se utilizaron 3040 elementos finitos cúbicos de forma C3D8R de 8 nodos con aproximación lineal e integración reducida y 374 elementos finitos barras de forma T3D2 de 2 nodos.

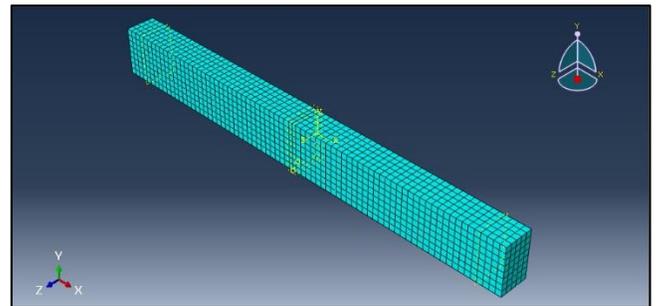


Figura 11: Malla de Elementos Finitos C3D8R

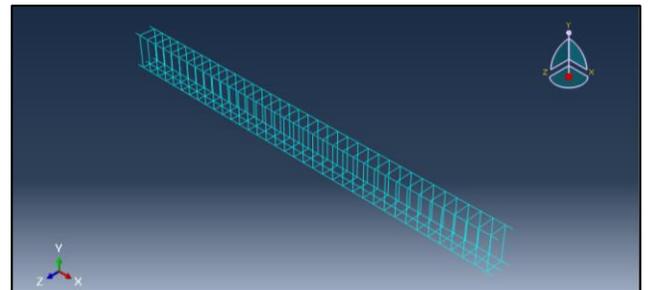


Figura 12: Malla de Elementos Finitos T3D2

B.5 Datos de salida.

Con el propósito de lograr el objetivo del presente trabajo el cual consistió en la obtención de la gráfica momento-curvatura (M-Φ), fue necesario obtener las respectivas deformaciones de

los elementos que conforman el modelo.

A sabiendas de que la carga está ubicada en el centro de la luz, las máximas deformaciones estarán ubicadas en el mismo punto, para lo cual se procedió de la siguiente forma:

Se creó una salida de campo habilitando las deformaciones, desplazamientos, esfuerzos, reacciones para todo el modelo, que sirvieron para posteriores interpretaciones.

Como primera salida de datos se generaron los desplazamientos en función del incremento de la carga actuante, mismos que se designaron en el punto central inferior (nodo) de la viga.

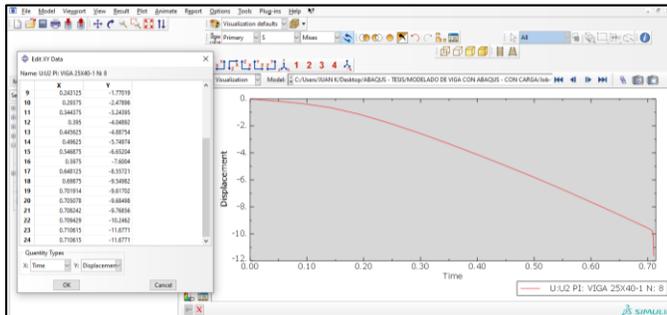


Figura 13: Salida de datos Carga-Desplazamiento

A primera instancia se observó que la viga no llega a la carga de falla esperada, resistiendo una carga muy próxima de 7,10 MPa, equivalentes por su área de carga a 124,35 KN, misma que provoca un desplazamiento máximo de 11,70 mm. En las figuras 14, 15 y 26 se observan los desplazamientos en el centro de la viga a tres diferentes cargas: 60,27 kN, 122,81 kN y 124,35 kN.

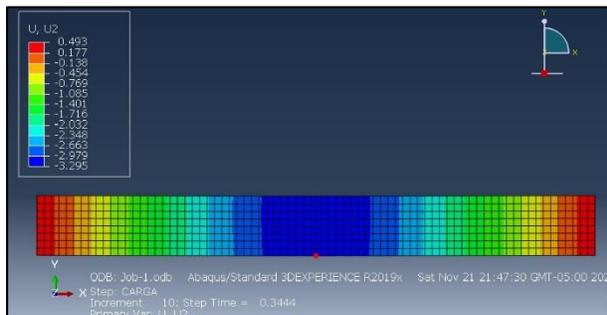


Figura 14: Desplazamiento de 3,25 mm a 60,27 kN en elementos finitos

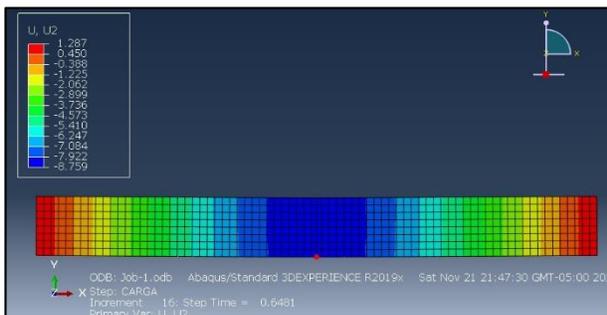


Figura 15: Desplazamiento de 9,27 mm a 122,81 kN en elementos finitos

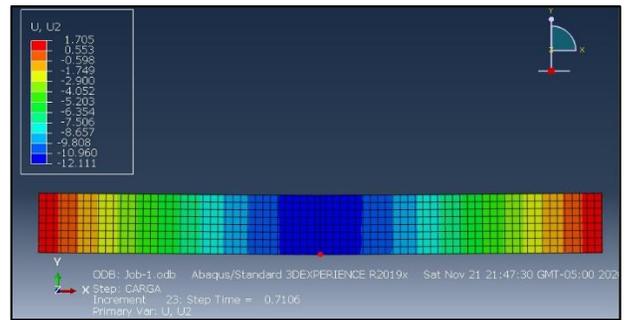


Figura 16: Desplazamiento máximo de 11,70 mm a 124,35 kN en elementos finitos

En el caso del hormigón su máxima deformación a compresión estará ubicada en el punto central superior, para lo cual se genera datos de salida especificando el punto (nodo de elemento solido) en el cual se quieren proyectar los resultados. Se obtuvo una deformación máxima del hormigón a compresión de 0,0012 en 124,35 kN. Las figuras 17, 18 y 19 muestran diferentes estados de deformaciones en el hormigón, en la fibra superior al centro de la luz, para diferentes valores de cargas aplicadas.

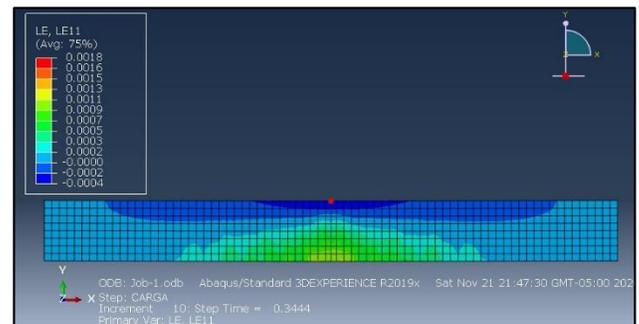


Figura 17: Deformaciones del hormigón de 0.00039 a 60,27 kN

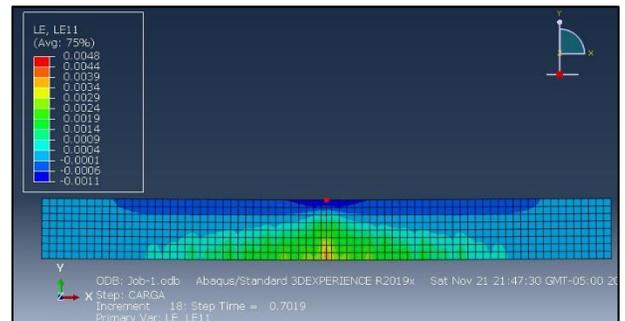


Figura 18: Deformaciones del hormigón de 0.001055 a 122,83 kN

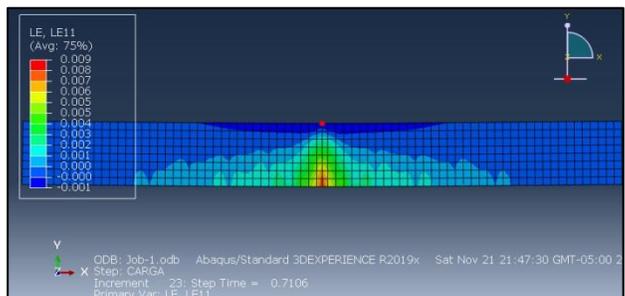


Figura 19: Deformación final del hormigón (0.0012) a 124,35 kN

Para el caso del acero de refuerzo la deformación máxima a tracción está situada en el centro de las barras longitudinales inferiores, para lo cual se crean datos de salida

seleccionando el elemento nodal (barra) próximo al punto central. Se computó una deformación máxima del acero a tracción de 0,005 en 124,35 kN, de acuerdo con el modelo de elementos finitos desarrollado en Abaqus. Las figuras 20, 21 y 22 muestran la deformación del acero traccionado a diferentes valores de cargas aplicadas, se puede observar que se alcanza la deformación de fluencia a una carga aplicada de 122,83 kN, como se aprecia en la figura 21.

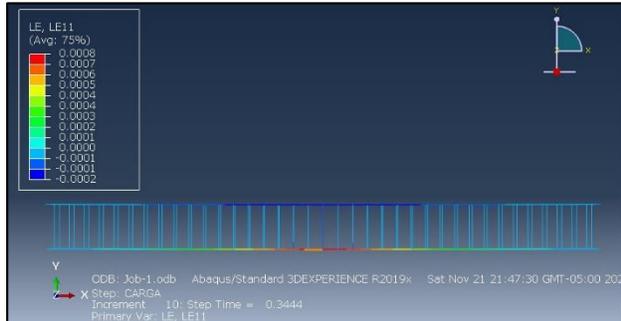


Figura 20: Deformaciones del acero de 0,00074 a 60,27 kN

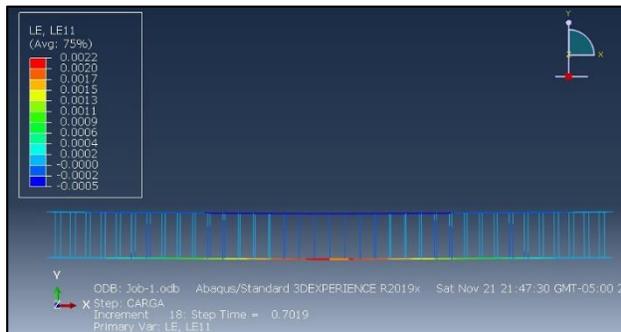


Figura 21: Deformaciones del acero de 0,0020 a 122,83 kN

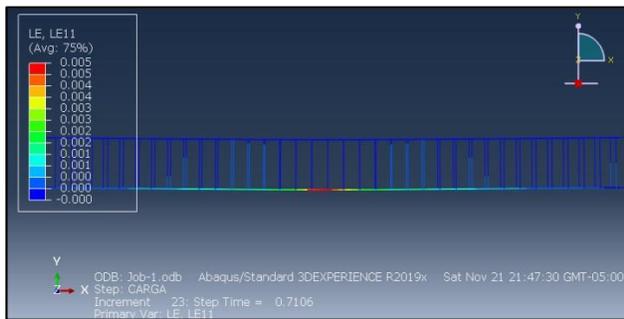


Figura 22: Deformaciones final del acero (0,005) a 124,35 kN

C. Teorías clásicas de la flexión del hormigón armado.

Cuando se habla de la flexión, básicamente se habla de un fenómeno que es producido por un momento actuante que se genera por una carga. Las cargas gravitacionales como muchos autores la llaman, son las más frecuentes porque incluso en función de ellas se diseña una edificación al igual que las cargas por sismo. (Soria, A., & Vargas, L., 2019). Cuando se diseña una viga, la flexión es una de las variables principales porque debido a ella se generan deflexiones que conllevan a la falla y ese es el primer objetivo que hay que evitar, la falla (Agamez, C., y otros, 2018).

Dentro del ámbito académico es usual que predomine el empleo de normativas como el ACI y los supuestos de cálculo que ahí se mencionan, usando así el modelo de Whitney de acuerdo a la facilidad que presenta al fijar la

magnitud y posición de la resultante de la fuerza de compresión del hormigón en una viga de hormigón; no obstante resulta una hipótesis ciertamente didáctica y conservadora ya que sustituye la distribución real de los esfuerzos por un rectángulo equivalente que define la intensidad de la compresión mediante el valor ($\alpha_1 f'_c$), y en la profundidad ($\beta_1 c$), sin tomar en cuenta el aporte del confinamiento proporcionado por los estribos (Nilson, 2010) (Whitney, 1942).

De acuerdo a la Norma Ecuatoriana de la Construcción para el diseño de secciones transversales sometidas a carga de flexión, cargas axiales o la combinación de ambas (flexo compresión) debe basarse en el equilibrio y compatibilidad de las deformaciones.

Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el hormigón deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro, excepto que, para las vigas de gran altura que necesitan emplearse un análisis que considere una distribución no lineal de las deformaciones unitarias.

C.5 Suposiciones de diseño del hormigón reforzado.

C.1.1. Hormigón

- La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto debe suponerse igual a 0,003.
- La resistencia a tracción del concreto debe despreciarse en los cálculos de resistencia a flexión y resistencia axial.
- La relación entre los esfuerzos de compresión y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que lleve a una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos representativos. Estos requisitos se satisfacen con una distribución rectangular equivalente de esfuerzo en el hormigón, definida como sigue:
- Un esfuerzo en el hormigón de $0,85f'_c$ uniformemente distribuido en una zona de compresión equivalente limitada por los bordes de la sección transversal y por una línea recta paralela al eje neutro, a una distancia $a = \beta_1 c$ de la fibra de deformación unitaria máxima en compresión, ver figura 16.
- La distancia de la fibra de deformación unitaria máxima al eje neutro, c , se debe medir en dirección perpendicular al eje neutro.
- Para f'_c entre 17 y 28 MPa el factor β_1 se debe tomar como 0,85. Para f'_c superior a 28 MPa β_1 se debe disminuir en forma lineal a razón de 0,05 por cada 7 MPa de aumento sobre 28 MPa, sin embargo β_1 no debe ser menor que 0,65.

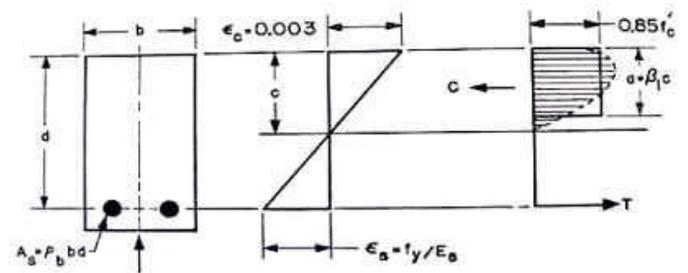


Figura 23: Bloque rectangular de compresión del hormigón (Whitney, 1942)

C.1.2. Acero

Según el ACI.318S-19, se tienen las siguientes consideraciones:

- El refuerzo corrugado usado para resistir fuerzas de tracción y compresión debe de cumplir con:
- Las barras y alambres no pre esforzados deben ser corrugadas, excepto las barras lisas o alambres que se permiten para ser utilizados en espirales.
- La resistencia de la fluencia de barras y alambres no pre esforzados debe de determinarse por medio de:
- Método de corrimiento (ASTM A370).
- Método de extensión bajo carga.
- La relación esfuerzo-deformación unitaria y el módulo de Elasticidad para el refuerzo corrugado debe idealizarse de acuerdo con:
- Las barras y alambres no pre esforzados, el esfuerzo menor que F_y debe tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para resistencias mayores a la correspondiente F_y el esfuerzo debe considerarse independientemente de la deformación unitaria e igual a F_y .
- El módulo de Elasticidad, E_s , para las barras y alambres no pre esforzados pueden tomarse como 200000 MPa.

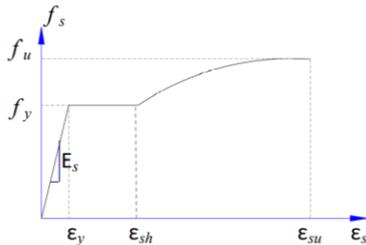


Figura 24: Modelo de deformación de Park para el Acero

III. RESULTADOS Y ANÁLISIS

Como resultados inmediatos y con el propósito de calibrar el modelo de elementos finitos se procede a comparar el desplazamiento en función de la carga aplicada.

Como se observa en la figura 25 (Gráfica Carga-Desplazamiento), los resultados de elementos finitos comparados con el modelo experimental son muy próximos, siendo exactos en la rama elástica (hasta una carga de 50 kN aprox.). La carga última del modelo experimental es de 136,36 kN con un desplazamiento de 89,6 mm y la carga última del modelo de elementos finitos es de 124,35 kN con un desplazamiento de 11,69 mm. Previo a la obtención de la gráfica Momento- Curvatura se presentan las deformaciones a tracción del acero y las deformaciones a compresión del hormigón comparando el modelo teórico con el experimental y con el de elementos finitos.

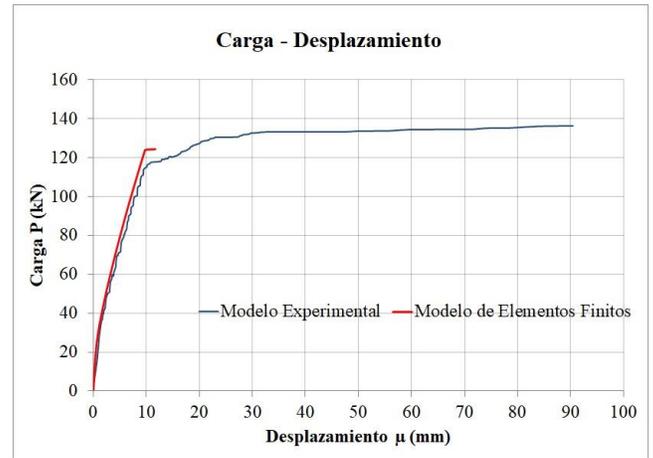


Figura 25: Carga- Desplazamiento

En cuanto al análisis de la carga vs la deformación unitaria del acero de refuerzo a tracción, lo cual se muestra en la figura 26, el modelo teórico, el cual corresponde al análisis de la sección transversal, muestra un comportamiento elástico con un límite de proporcionalidad hasta una carga de 67 kN y 0,0014 de deformación unitaria en el acero, luego continúa en un rango elástico hasta una carga de 95,1 kN de carga y 0,004 de deformación unitaria, su comportamiento plástico comienza en la zona de cedencia con un esfuerzo de fluencia a partir de una carga aplicada de 100,40 kN y una deformación unitaria de 0,012, hasta llegar finalmente a su esfuerzo máximo al aplicarse una carga de 137,42 kN carga y presentar una deformación unitaria de 0,087.

Tanto el modelo experimental como el modelo de elementos finitos muestran un comportamiento totalmente elástico hasta una carga aplicada de 124 kN de carga y una deformación unitaria igual a 0,0026, a partir de ese punto se continúa con un comportamiento bilineal, teniendo en el modelo experimental el esfuerzo último de lectura mostrado perfectamente por el strain gauges a 123,96 kN de carga y 0,019 mm de deformación, mientras que el modelo de elementos finitos adquiere un esfuerzo de fractura real a 124,35 kN de carga y 0,0048 mm de deformación. La lectura de las deformaciones de forma experimental demuestra que no son capaces de capturar el comportamiento real, esfuerzo-deformación, en las barras de refuerzo, esto puede ser por un desprendimiento o corrimiento de los medidores de deformación colocados en el acero.

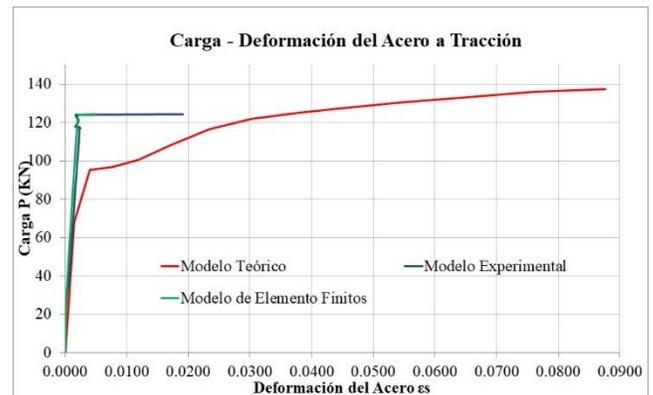


Figura 26: Carga- Deformación del Acero a Tracción

En cuanto al comportamiento del hormigón armado, específicamente el comportamiento del hormigón ubicado en las

fibras superiores de la viga en el centro de la luz, en que se compara la carga aplicada vs la deformación unitaria del hormigón, tal como se muestra en la figura 20, el modelo teórico muestra un comportamiento elástico con un límite de proporcionalidad hasta una carga aplicada de 67,98 kN y 0,00054 de deformación unitaria, se continúa con algo de elasticidad en la viga hasta alcanzar una carga de 95,1 kN y una deformación unitaria de 0,001, su comportamiento plástico con un límite de fluencia a partir de 96,66 kN de carga y 0,0014 de deformación y su límite de rotura a 121,76 kN de carga y 0,005 de deformación.

El modelo experimental muestra un comportamiento elástico hasta una carga aplicada de 120,89 kN y una deformación unitaria de 0,0012 adquiriendo luego un comportamiento bilineal hasta la deformación calculada en función de la última lectura mostrado perfectamente por el strain gauges ubicado en los aceros a compresión, a 123,05 kN de carga y 0,010 de deformación unitaria. El modelo de elementos finitos muestra un comportamiento elástico hasta los 123,94 kN de carga y deformación unitaria de 0,001 adquiriendo un comportamiento bilineal hasta alcanzar un límite de rotura a una carga aplicada de 124,35 kN y 0,0012 de deformación unitaria.

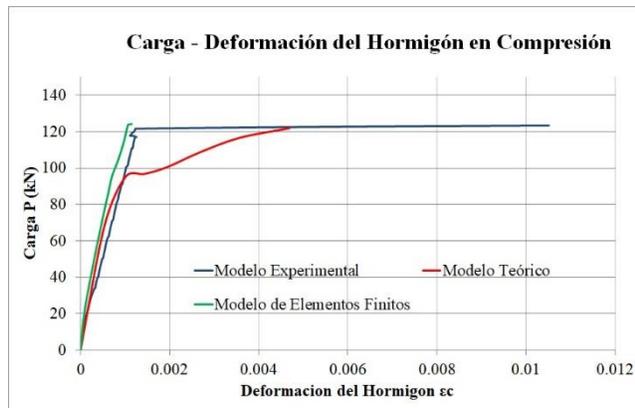


Figura 27: Carga-Deformación del Hormigón a Compresión

En cuanto al comportamiento de la sección transversal, mediante el análisis de la relación Momento-Curvatura, en comparación al modelo teórico el cual indica un momento último de 103,5 kN-m, en el modelo experimental se presenta la fisuración a 28,91 kN-m, cedencia a 102,35 kN-m, mientras que el momento último consistente con las deformaciones equivale a 105 kN-m. En el modelo de elementos finitos se presenta la fisuración a 28,63 kN-m, cedencia a 104,50 kN-m y su momento último de 105,70 kN-m.

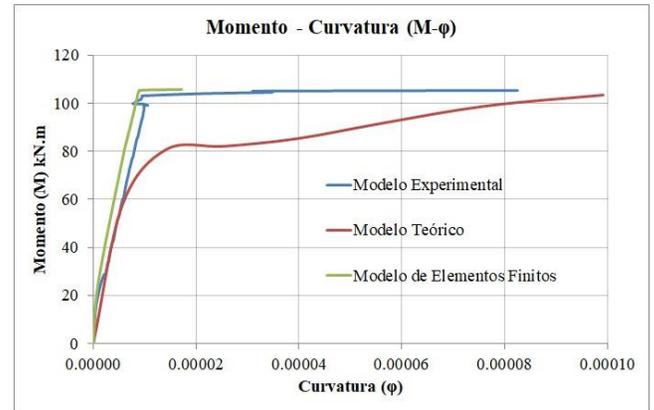


Figura 28: Relación Momento - Curvatura

IV. CONCLUSIONES

- Se logra la calibración de un modelo de elementos finitos a partir de un modelo experimental con porcentaje de error del 2,96% en función de los puntos de cedencia de la gráfica momento-curvatura entre el modelo experimental y el modelo de elementos finitos.
- De acuerdo al comportamiento de las gráficas de deformación de los materiales del elemento estructural, las cuales definen la gráfica momento-curvatura se deduce la presencia de fracturas frágil.
- En elementos estructurales debidamente reforzados, la carga última de los mismos generalmente está fijada de acuerdo a los modos de falla locales.
- El modelo experimental no permite un análisis completo de las relaciones tensión-deformación, debido a la incertidumbre asociada a la lectura que se tienen en los medidores de deformación una vez superada la deformación de fluencia.
- Los modelos numéricos (software de elementos finitos) calibrados predijeron con bastante exactitud la carga de rotura del elemento estructural reforzado. Además, permiten poner en análisis la distribución de tensiones y controlar las tensiones máximas de daño en el extremo del refuerzo, estableciendo así un modelo útil para el diseño de elementos estructurales.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS



1. ACI-318S-19. (2019). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural*: American Concrete Institute.

2. Agamez, C., Cova, J., Hechenique, Y., Jaraba, J., Ramírez, L., Vergara, & Villadiego, E. 2018. "Pandeo de columnas y flexión en vigas". Universidad Tecnológica de Bolívar. Colombia.

3. Aguiar, R. (2003). *Análisis sísmico por desempeño*. Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército, 342.

4. Hognestad, E., Hanson, N. W., & McHenry, D. (1955, December). *Concrete stress distribution in ultimate strength design*. In *Journal Proceedings* (Vol. 52, No. 12, pp. 455-

480).

5. *Norma Ecuatoriana de la Construcción*. NEC. (2015).
6. Park, R., & Pauly, T. (1980). *Estructuras de concreto reforzado*. Departamento de ingeniería civil universidad de Canterbury. México: Limusa.
7. Soria, A., & Vargas, L. (2019). *Determinación de la deformación unitaria del hormigón flexible (ecu) elaborado con microfibras de polímeros para la teoría de diseño a flexión de vigas simplemente armadas*. Universidad Central del Ecuador
8. Whitney, C. S. (1942). *Plastic theory of reinforced concrete design*. Transactions of the American Society of Civil Engineers, 107(1), 251-282.

W. Stalin Alcívar, Ingeniero Civil graduado en la Universidad Técnica de Manabí en 2012, Magíster en Ingeniería Estructural y Geotécnica en la P. Universidad Católica de Chile, 2014. Diplomado en Tecnología para la Construcción Sismo-resistente en el Building Research Institute de Japón, 2017. Diplomado en Evaluación de Escenarios para la Reducción de Riesgo de Desastres de Origen Natural por la P. Universidad Católica de Chile, 2019. Profesor Auxiliar tiempo completo del departamento de Construcciones Civiles de la Facultad de Ciencias Matemáticas, Físicas y Químicas de la Universidad Técnica de Manabí. Asignaturas impartidas como docente: Ingeniería Sísmica, Hormigón Armado III, Hormigón Armado I, Estructuras Metálicas y Hormigón Pretensado. Especializado en análisis y diseño de estructuras sismo resistentes.



Párraga Zambrano Néxar Josué, Estudiante de la Escuela de Ingeniería Civil de la Facultad de Ciencias Matemáticas, Físicas y Químicas de la Universidad Técnica de Manabí. Realiza su trabajo de titulación en la modalidad de artículo científico en el área de la ingeniería estructural.



Vélez Chunga Juan Carlos, Estudiante de la Escuela de Ingeniería Civil de la Facultad de Ciencias Matemáticas, Físicas y Químicas de la Universidad Técnica de Manabí. Realiza su trabajo de titulación en la modalidad de artículo científico en el área de la ingeniería estructural.