



UNIVERSIDAD  
CATÓLICA  
DE CUENCA

**UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA**

*Comunidad Educativa al Servicio del Pueblo*

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

**CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

**EVALUACIÓN EXPERIMENTAL DEL EFECTO DE LA SEPARACIÓN  
ENTRE ESTRIBOS EN UNA VIGA CONCEBIDA PARA FALLA  
DÚCTIL A FLEXIÓN**

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

**AUTOR: GONZÁLEZ ROJAS FELIPE EDUARDO**

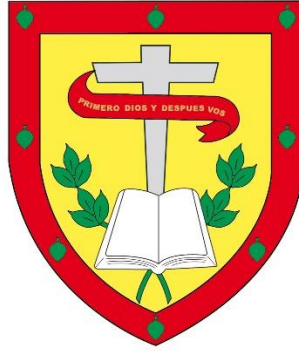
**GONZÁLEZ SILVA RICHARD ELIÁN**

**DIRECTOR: ING. JUAN GABRIEL BARBECHO CHUISACA. MSC.**

**CUENCA - ECUADOR**

**2023**

**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**

**EVALUACIÓN EXPERIMENTAL DEL EFECTO DE LA SEPARACIÓN  
ENTRE ESTRIBOS EN UNA VIGA CONCEBIDA PARA FALLA DÚCTIL  
A FLEXIÓN**

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

**AUTOR: GONZÁLEZ ROJAS FELIPE EDUARDO**

**GONZÁLEZ SILVA RICHARD ELIÁN**

**DIRECTOR: ING. JUAN GABRIEL BARBECHO CHUISACA. MSC.**

**CUENCA - ECUADOR**

**2023**

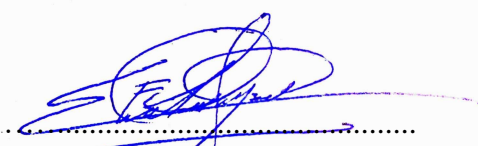
**DIOS, PATRIA, CULTURA Y DESARROLLO**

### **Declaratoria de Autoría y Responsabilidad**

Nosotros, Richard Elián González Silva y Felipe Eduardo González Rojas portadores de la cédula de ciudadanía N° 1150502654 y N° 0302900048 respectivamente. Declaramos ser los autores de la obra: **“Evaluación experimental del efecto de la separación entre estribos en una viga concebida para falla dúctil a flexión”**, 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 eximo a la Universidad Católica de Cuenca de toda reclamación al respecto.

Cuenca, 31 de agosto de 2023

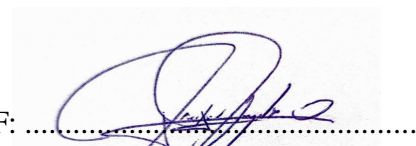
F: .....



**Felipe Eduardo González Rojas**

**C.I 0302900048**

F: .....




**Richard Elián González Silva**

**C.I 1150502654**

**CERTIFICACIÓN DEL DIRECTOR DE TESIS**

Yo, Juan Gabriel Barbecho Chuisaca, certifico que el presente trabajo de titulación, fue ejecutado por los estudiantes González Rojas Felipe Eduardo y González Silva Richard Elian bajo mi dirección.

F:   
Juan Gabriel Barbecho Chuisaca  
0104445929

## DEDICATORIA

Con gran alegría y gratitud, dedico este proyecto a mis padres, Richard González y Mónica Silva, quienes han sido la piedra angular en mi vida y mi desarrollo personal y profesional. Su apoyo incondicional y las valiosas herramientas que me han brindado han sido fundamentales en mi formación como persona y en mi crecimiento como profesional. Los principios y valores que me han inculcado han sido mi guía en el camino hacia el éxito. Su constante motivación y amor incondicional han sido el impulso que me ha llevado a alcanzar este logro.

A mis queridas hermanas, Salomé González y Emilia González, les agradezco de corazón su constante respaldo y apoyo a lo largo de este emocionante proceso de formación académica. Sus palabras de aliento, risas y confianza en mí han sido una fuente inagotable de determinación para seguir adelante.

A mi sobrina, cuyo carisma y ocurrencias han sido una bendición en mi vida, agradezco el descanso que me ha brindado en medio del trajín académico y me ha dado la fuerza para enfrentar los desafíos con renovada energía.

A todos ustedes, mi amada familia, les dedico este logro con profundo agradecimiento, ya que, sin su constante aliento y respaldo, este camino habría sido mucho más difícil. Gracias por ser mi mayor fuente de inspiración y motivación, y por estar siempre presentes para celebrar cada logro conmigo.

Atte. Richard Elián González Silva

## **DEDICATORIA**

Este proyecto se lo dedico a toda la gente que ha influido en lo que hoy en día estoy a punto de conseguir, este, hasta ahora ha sido uno de mis mayores retos, tomándome mucho esfuerzo y dedicación. Sin embargo, siempre he tenido a mi madre apoyándome en cada etapa, ella a pesar de ahora estar un poco lejos, jamás ha dejado de incentivar me a conseguir mis objetivos. Todo lo que alcanzo a ella se lo dedico, con su mano firme y buen corazón me dirige por el camino correcto y me da su apoyo de forma incondicional.

Mis abuelos han sido pilares fundamentales para esto, por ello, se los dedico también, han sido más que padres para mí, y una fuente de conocimiento inagotable, sin ellos nada de esto hubiera sido posible.

Por último, pero no menos importante, a toda mi familia, que me mostraron que con apoyo mutuo las dificultades se hacen más sencillas, mis amigos y compañeros, que mostraron ser todos capaces para convertirse en grandes profesionales y me acompañaron todos estos años todos los días. También, a la gente que ha contribuido, hasta con la más mínima acción, para que este momento sea posible.

Atte. Felipe Eduardo González Rojas

## AGRADECIMIENTO

Culminado este proyecto de titulación, quiero expresar mis más sinceros agradecimientos a todas las personas que han sido parte fundamental de este logro.

En primer lugar, mi agradecimiento a Dios, quien ha sido mi guía y fortaleza a lo largo de este camino. A mis queridos padres, hermanas y sobrina, les debo un profundo reconocimiento, ya que han sido los cimientos y la base de mis valores. A pesar de los obstáculos, siempre han sacrificado y entregado todo por mí, brindándome paciencia, apoyo y empatía en los momentos difíciles. Desde lo más profundo de mi corazón, ¡gracias! También quiero expresar mi agradecimiento a mi demás familia, que de manera indirecta siempre me ha apoyado con sus consejos y ocurrencias, y de manera especial a todos mis tíos. Mi colega de tesis, no solo por su apoyo en este proyecto, sino también por ser un gran amigo, siempre dispuesto a dar lo mejor de sí. A mis compañeros y amigos, les agradezco haber hecho de mi vida universitaria una experiencia amena y alegre.

Por supuesto, no puedo dejar de agradecer a la Universidad Católica de Cuenca por brindarme la oportunidad de alcanzar mis objetivos de vida y por crear un ambiente seguro y de excelencia académica para el estudio. Agradezco a mis profesores a lo largo de la carrera por compartir sus invaluable conocimientos con paciencia y claridad. Mi agradecimiento especial a mi tutor de tesis, cuyo apoyo y guía fueron fundamentales en este proyecto.

Sin cada uno de ustedes, este proyecto no habría sido posible. Han contribuido significativamente en mi formación como profesional y como persona. No tengo palabras suficientes para expresar mi gratitud por todo lo que han hecho.

Atte. Richard Elián González Silva

## AGRADECIMIENTO

Le agradezco principalmente a mi madre, Ruth Rojas, ella ha sido la persona que me ha inspirado desde niño a luchar por todo aquello que me proponga, con su fortaleza ha conseguido esculpir en mí, un carácter que me ha traído hasta donde estoy a día de hoy, la gratitud hacia ella nunca será suficiente para poder expresar como me siento, ha sido tan impredecible el camino hasta aquí, pero ella ha sabido como solucionar todas esas situaciones en las que he llegado a estar. A la par esta mi hermano, Sebastián, que, con su ejemplo, día a día, me ha demostrado que todo es posible, que rendirse jamás debe ser una opción y que nunca estaré solo. Mis abuelos que han sido mi hogar y guía durante toda mi vida, les agradezco inmensamente por estar siempre preocupados de mi bienestar tanto físico como académico, y ser quienes me aconsejan siempre que me he encontrado en momentos difíciles. A mi padre, a pesar de tener nuestras diferencias, ha podido permitirme culminar esta etapa de mi vida. A mis compañeros y amigos que conocí en este transcurso han convertido esta experiencia en una completa aventura, llenándome de recuerdos y buenos momentos, especialmente mi amigo Elian, que es con quien comencé esta carrera y con quien voy a terminarla muy orgullosamente. Finalmente, a mi pareja que ha estado a mi lado ayudándome a seguir hacia adelante, siendo una gran motivación e inspiración a lo largo de este proceso.

Atte. Felipe Eduardo González Rojas

## RESUMEN

La correcta verificación de los estados límites de servicio de una estructura es clave para garantizar su durabilidad y correcto funcionamiento a lo largo del tiempo, así como la integridad física y comodidad de los usuarios que la habitan. En ese sentido, se ha planteado una investigación que incluya una revisión del estado del arte de modelos analíticos presentados en normativas vigentes como el ACI y el Eurocódigo 2, así como el ensayo de modelos experimentales que ayudarán a verificar el porcentaje de confiabilidad de los planteamientos analíticos.

El enfoque de revisión del nivel de fiabilidad se hará en términos de patrones de fisuración, ya que se controlarán tanto los anchos de fisura como la separación entre ellas. En ese sentido, se partirá de la premisa de que la distribución de los aceros longitudinales influye de manera directa en la forma en que las muestras se agrietan, y luego se evaluará el efecto de la disposición del acero de refuerzo transversal en la fisuración de los elementos. Este último se lo considera dado que, teóricamente, los estribos influyen directamente en el control del agrietamiento por tracción diagonal.

En términos generales, se pudo evidenciar que los patrones de fisuración de los modelos experimentales no se ajustaban a los planteamientos teóricos revisados dentro de la investigación. Sin embargo, los modelos propuestos por el Eurocódigo 2 son los más cercanos en términos de abertura y separación media de fisuras.

*Palabras clave:* modelos teóricos, modelos físicos, hormigón armado, fisuración.

## ABSTRACT

The correct verification of the service limits of a structure is the key to guaranteeing its durability and correct operation over time, as well as the physical integrity and comfort of the users who inhabit it. In this sense, research has been proposed that includes a review of the state-of-the-art analytical models presented in current standards such as ACI and Eurocode 2, as well as the testing of experimental models that will help to verify the percentage of reliability of the analytical approaches.

The reliability level review will be based on cracking patterns since both crack widths and spacing will be monitored. In this regard, it will start from the premise that the distribution of longitudinal steels directly influences the cracking of the specimens; then, the effect of the arrangement of the transverse reinforcing steel on the cracking of the elements will be evaluated. The latter is considered since, theoretically, stirrups directly influence the control of diagonal tensile cracking.

In general terms, it became evident that the cracking patterns of the experimental models failed to match the theoretical approaches reviewed in the research. However, the models proposed by Eurocode 2 are the closest regarding average crack openings and spacing.

*Keywords: theoretical models, physical models, reinforced concrete, cracking*

## ÍNDICE DE CONTENIDO

CAPÍTULO I: GENERALIDADES.....	19
2.1.    Introducción.....	19
2.2.    Antecedentes.....	20
2.2.1.  Estado del arte .....	20
2.2.2.  Formulación del problema .....	22
2.2.3.  Delimitación del problema .....	23
2.3.    Objetivos.....	23
2.3.1.  Objetivo General .....	23
2.3.2.  Objetivos Específicos.....	23
2.4.    Justificación.....	24
CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO .....	25
3.1.    Materiales y modelos constitutivos .....	25
3.1.1.  Hormigón .....	25
3.1.2.  Acero de refuerzo .....	27
3.2.    Modelos analíticos.....	29
3.2.1.  Vigas de hormigón armado .....	30
3.3.    Modelos físicos.....	41
3.3.1.  Curvas de caracterización de Comportamiento de vigas, Fuerza vs desplazamiento y Momento nominal versus curvatura.....	42
CAPITULO III: METODOLOGÍA .....	45
4.1.    Modelos teóricos.....	45

	12
4.2. Modelo físico.....	46
4.2.1. Ensayo de materiales.....	49
4.2.2. Diseño de la dosificación de la mezcla de hormigón.....	50
4.2.3. Configuración y colocado del acero longitudinal.....	51
4.2.4. Configuración y colocado del acero transversal.....	51
4.2.5. Preparación de la mezcla de hormigón.....	52
CAPÍTULO IV: RESULTADOS Y ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	54
4.3. Modelos teóricos.....	54
4.3.1. Configuración del acero longitudinal.....	54
4.3.2. Configuración del acero transversal.....	55
4.3.3. Tamaño y espaciamiento entre fisuras.....	57
4.4. Modelos físicos.....	58
4.4.1. Materiales.....	58
4.4.2. Comportamiento de las vigas.....	61
4.4.3. Comportamiento de las fisuras.....	67
CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	73
BIBLIOGRAFÍA.....	76

## ÍNDICE DE TABLAS

<b>Tabla 1.</b>	Propiedades mecánicas típicas del hormigón. ....	26
<b>Tabla 2.</b>	Normas del Instituto Nacional de Normalización consideradas.....	27
<b>Tabla 3.</b>	Propiedades mecánicas típicas del acero. ....	29
<b>Tabla 4.</b>	Tabla 5.1.1.2 del capítulo 8 del código EHE.....	38
<b>Tabla 5.</b>	Tabla resumen de dosificación de hormigón. ....	51
<b>Tabla 6.</b>	Comparativa entre cortante solicitante y resistente de las vigas. ....	56
<b>Tabla 7.</b>	Ancho medio teórico de las vigas.....	57
<b>Tabla 8.</b>	Separación media teórica de las muestras. ....	57
<b>Tabla 9.</b>	Propiedades mecánicas obtenidas en los ensayos de las barras de acero .....	58
<b>Tabla 10.</b>	Resultados obtenidos de los ensayos sobre los testigos de hormigón. ....	59
<b>Tabla 11.</b>	Puntos de análisis en el agrietamiento de la viga.....	62
<b>Tabla 12.</b>	Detallado de patrones de fisuración del modelo físico 3D8-6.....	62
<b>Tabla 13.</b>	Detallado de patrones de fisuración del modelo físico 3D8-5.....	63
<b>Tabla 14.</b>	Detallado de patrones de fisuración del modelo físico 3D8-9.....	64
<b>Tabla 15.</b>	Detallado de patrones de fisuración del modelo físico 2D10-6.....	65
<b>Tabla 16.</b>	Detallado de patrones de fisuración del modelo físico 2D10-5.....	65
<b>Tabla 17.</b>	Detallado de patrones de fisuración del modelo físico 2D10-9.....	66
<b>Tabla 18.</b>	Separación media real obtenida al ensayar las vigas. ....	67
<b>Tabla 19.</b>	Comparativa de separación media teórica y real. ....	68

## ÍNDICE DE FIGURAS

<b>Figura 1.</b>	Curva esfuerzo versus deformación típica del hormigón. ....	26
<b>Figura 2.</b>	Curva esfuerzo versus deformación típica del acero. ....	28
<b>Figura 3.</b>	Estado no fisurado del concreto. ....	31
<b>Figura 4.</b>	Inercia transformada de la sección transversal. ....	32
<b>Figura 5.</b>	Área transformada de la sección transversal con inercia fisurada. ....	32
<b>Figura 6.</b>	Estado último del concreto. ....	34
<b>Figura 7.</b>	Esquema de grietas por corte. ....	35
<b>Figura 8.</b>	Distribución de deformaciones unitarias en una sección controlada por tensión. 36	
<b>Figura 9.</b>	Modelos físicos de las vigas de hormigón armado. ....	42
<b>Figura 10.</b>	Comportamiento típico de una curva esfuerzo-deflexión de una viga. ....	43
<b>Figura 11.</b>	Diagrama momento versus curvatura típico de una viga de hormigón armado. 44	
<b>Figura 12.</b>	Configuración de acero y codificación de las vigas muestra. ....	44
<b>Figura 13.</b>	Configuración para el ensayo a flexión de una viga. ....	48
<b>Figura 14.</b>	Ensayos sobre los agregados pétreos. ....	49
<b>Figura 15.</b>	Configuración para el ensayo a tracción en barras de acero. ....	50
<b>Figura 16.</b>	Configuraciones para el colocado de acero longitudinal en las vigas. ....	55
<b>Figura 17.</b>	Configuraciones para el colocado de acero transversal en las vigas. ....	56
<b>Figura 18.</b>	Diagramas esfuerzo-deformación obtenidos de los ensayos de las barras de acero. 59	
<b>Figura 19.</b>	Diagramas esfuerzo-deformación obtenidos de los ensayos de las probetas de hormigón. 60	
<b>Figura 20.</b>	Diagramas fuerza-deformación obtenidos de los ensayos de las vigas de hormigón armado. ....	61

<b>Figura 21.</b> Dispersión de la separación de fisuras en cada viga .....	68
<b>Figura 22.</b> Estado final fisurado del grupo 3D8 de vigas.	69
<b>Figura 23.</b> Estado final fisurado del grupo 2D10 de vigas.....	70
<b>Figura 24.</b> Estado final fisurado del grupo C5 de vigas. ....	71
<b>Figura 25.</b> Estado final fisurado del grupo C6 de vigas.	71
<b>Figura 26.</b> Estado final fisurado del grupo C9 de vigas. ....	72

## SIMBOLOGÍA

$f'c$  : Resistencia a compresión máxima del hormigón, MPa.

$E_c$ : Módulo de elasticidad del hormigón.

$\epsilon_{cmax}$ : Deformación unitaria del concreto al agrietarse

$\lambda$ : Factor de modificación que toma en consideración las propiedades mecánicas reducidas del concreto de peso liviano, relativa a los concretos de peso normal de igual resistencia a la compresión

$f'r$ : Resistencia a tensión máxima del hormigón, MPa

$y_c$ : Distancia tomada desde el eje neutro de la viga hasta la fibra más extrema a compresión, mm

$d_{50}$  : Abertura del tamiz por el que pasa el 50% del agregado, mm

$\beta_1$ : Factor que se encarga de relacionar la profundidad del bloque equivalente de esfuerzos y la profundidad del eje neutro.

$f_y$ : Resistencia del acero a la fluencia, MPa

$E_s$ : Módulo de elasticidad del acero, MPa

$\epsilon_{ty}$ : Deformación unitaria a fluencia del acero de refuerzo a tracción.

$L_n, L$ : Longitud de la viga tomada desde el centro de los apoyos, mm.

$h$ : Altura de la sección de la viga, mm.

$b$ : Base de la sección de la viga, mm.

$\phi_v$ : Diámetro del acero longitudinal, mm.

$\phi_e$ : Diámetro del acero transversal, mm.

$N_{vd}$ : Número de varillas a tracción.

$rec$ : Recubrimiento mínimo recomendado por la ACI, mm.

$rec_{mec}$ : Recubrimiento mecánico real del acero longitudinal, mm.

$d$ : Distancia tomada de la fibra más comprimida hasta el centroide del acero de refuerzo longitudinal a tracción, mm.

$s_{min}$ : Separación mínima entre aceros de refuerzo longitudinal a tracción, mm

$s_{col}$ : Separación real colocada entre aceros de refuerzo longitudinal a tracción, mm

$s_{max}$ : Separación máxima entre aceros de refuerzo longitudinal a tracción, mm

$\phi_c$ : Factor de reducción de resistencia.

$N_u$ : Carga axial normal a la sección transversal, KN.

$A_g$ : Área bruta de la sección transversal, mm<sup>2</sup>.

$V_{cmax}$ : Máximo esfuerzo a corte proporcionado por el hormigón, KN.

$V_{smax}$ : Máximo esfuerzo a corte proporcionado por el acero transversal, KN.

$V_{udmax}$ : Cortante máximo presente en la sección, KN.

$s_{asum}$ : Separación real asumida del acero de refuerzo transversal, mm.

$A_{vmax}$ : Área máxima de refuerzo a corte por unidad de longitud, mm<sup>2</sup>.

$A_{vmin}$ : Área mínima de refuerzo a corte por unidad de longitud, mm<sup>2</sup>.

$A_{vcol}$ : Área de acero real colocado de refuerzo transversal, mm<sup>2</sup>.

$V_{scol}$ : Resistencia a corte proporcionado por el acero de refuerzo transversal, KN.

$V_c$ : Resistencia a corte proporcionado por el concreto, KN.

$V_{scol}, V_n$ : Resistencia nominal de la sección a corte, KN.

$V_{ud}$ : Cortante a una distancia  $x$  del apoyo, KN.

$V_{sreq}$ : Resistencia mínima requerida para soportar el cortante, KN.

$A_{s_{min}}$ : Área mínima de acero de refuerzo longitudinal a tracción,  $\text{mm}^2$ .

$c$ : Distancia tomada desde el eje neutro de la viga hasta la fibra más extrema a compresión, mm.

$a$ : Profundidad del bloque de compresión equivalente, mm.

$A_{s_{max}}$ : Área máxima de acero de refuerzo longitudinal a tracción,  $\text{mm}^2$ .

$A_{s_{col}}$ : Área real colocada de acero de refuerzo longitudinal a tracción,  $\text{mm}^2$ .

$M_n$ : Resistencia nominal a momento de la sección,  $\text{KN}\cdot\text{m}$ .

$\xi_s$ : Deformación unitaria del acero de refuerzo longitudinal a tracción

$A'_s$ : Área real colocada de acero de refuerzo longitudinal a compresión,  $\text{mm}^2$ .

$d'$ : Distancia tomada de la fibra más comprimida hasta el centroide del acero de refuerzo longitudinal a compresión, mm.

$F_s$ : Esfuerzo real del acero de refuerzo longitudinal a tracción, MPa.

$P$ : Carga puntual de servicio aplicada, KN.

$\rho_{min}$ : Cuantía mínima del acero de refuerzo.

$\rho_{max}$ : Cuantía máxima del acero de refuerzo.

$\rho_w$ : Cuantía real del acero de refuerzo.

Ancho de fisura:

$n_b$ : Número de varillas de refuerzo.

$d_s$ : Distancia en sentido horizontal medida desde el centroide de la varilla hasta el exterior de la viga, mm.

$d_c$ : Distancia en sentido vertical medida desde el centroide de la varilla hasta el exterior de la viga, mm.

$f_s$ : Tensión de trabajo del acero, MPa.

$A_k$ : Área efectiva de hormigón en tracción que rodea el acero traccionado, dividido entre el número de barras.

$B_f$ : Factor de profundidad.

$A_f$ : Abertura o ancho de fisura calculada.

$f_{ctm}$ : Valor medio de la resistencia a la tracción del hormigón en el momento que se forma la fisura.

$\tau_{bk}$ : Valor fractil inferior de la tensión media de adherencia.

$\sigma_s$ : Tensión de la armadura en la ubicación de la fisura.

$L_{smax}$ : Longitud en la cual hay deslizamiento entre el hormigón y el acero de refuerzo.

$S_{rm.aci}$ : Valor medio de la separación de las fisuras.

$sc$ : Separación entre aceros longitudinales.

$B_{fF}$ : Relación entre la distancia del eje neutro a la fibra más traccionada y la distancia entre el eje neutro y el centroide del refuerzo.

$A_{fF}$ : Abertura o ancho de fisura calculada.

$\beta_E$ : Coeficiente que relaciona la abertura media de fisura con el valor característico (1.3-1.7)

$\sigma_s$ : Tensión de servicio de la armadura pasiva en la hipótesis de sección fisurada.

$\sigma_{sr}$ : Tensión de la armadura en la sección fisurada en el instante en que se fisura el hormigón

$k_1$ : Coeficiente que representa la influencia del diagrama de tracciones en la sección.

$d_b$ : Diámetro de la varilla, mm.

$A_{ct}$ : Área de hormigón de la zona de recubrimiento, mm<sup>2</sup>.

$A_{sE}$ : Área de acero colocado, mm<sup>2</sup>.

$s_{rm}$ : Separación media de fisuras, mm.

$k_2$ : Coeficiente de valor 1,0 para los casos de carga instantánea no repetida y 0,5 para los restantes.

$\varepsilon_{sm}$ : Alargamiento medio de las armaduras.

$W_k$ : Abertura o ancho de fisura calculada.

## CAPÍTULO I: GENERALIDADES

### 2.1. Introducción

El empleo del acero y el hormigón en la construcción ha sido ampliamente utilizado debido a su durabilidad, seguridad, accesibilidad y bajo costo, convirtiéndose en una combinación de materiales muy usada en la ingeniería civil.

El uso del hormigón, sin embargo, a menudo conlleva la aparición inevitable de fisuras y grietas. Estas pueden ser causadas por factores inherentes al material, como la retracción plástica o reacciones químicas expansivas durante el endurecimiento. También pueden originarse por acciones directas o deformaciones impuestas en la estructura.

Lamentablemente, los enfoques convencionales de diseño de estructuras de hormigón a veces pasan por alto estas fisuras y su distribución. Estos enfoques se basan en supuestos simplificados sobre el comportamiento del material, sin tener en cuenta las interacciones complejas que pueden surgir entre las fisuras del hormigón, la carga aplicada y la distribución del acero tanto longitudinal como transversal.

Por tanto, es esencial comprender el comportamiento de estas fisuras y su relación con la distribución del acero en las vigas. De esta manera, se podrá asegurar la estabilidad de las estructuras, controlar las aperturas máximas de las fisuras, garantizar la durabilidad de las vigas, su funcionalidad y su aspecto estético. Un enfoque integral y cuidadoso en el diseño y construcción de estructuras de hormigón reforzado es fundamental para obtener resultados óptimos y seguros.

De manera general el objetivo de esta tesis es examinar detalladamente las fisuras producidas por acciones directas, específicamente de cargas de flexión y desplazamientos aplicados a una viga. Además, se proponen varias distribuciones de acero transversal sobre los modelos físicos, para revisar la forma y disposición con la que las fisuras aparecen. Para lograr este objetivo, se llevarán a cabo pruebas experimentales en vigas, las cuales permitirán

una mejor comprensión de la relación entre las fisuras en el hormigón y la distribución del acero transversal.

Los resultados obtenidos tendrán importantes implicaciones en el diseño de vigas y en la selección del tipo y cantidad de acero necesario para garantizar la resistencia y la durabilidad de este tipo de estructuras en condiciones de servicio.

## 2.2. Antecedentes

### 2.2.1. Estado del arte

A continuación, se presenta un resumen sistemático referente a la evaluación del estado límite de fisuración que incorpora los enfoques que abordan las diferentes normativas e investigaciones relevantes sobre el tema.

Autor, Año	Tema (Título del Artículo)	Características Similares	Resultados Obtenidos
ACI Committee 224, 2002	Control de Grietas en Estructuras de Concreto	Control de fisuras en elementos a flexión	Las variables más importantes son el esfuerzo del acero, recubrimiento, el área de concreto que rodea cada varilla. (solo acero longitudinal)
Padrón Diaz, 1991	La fisuración en el hormigón armado	Fisuras en vigas de hormigón armado	Optimizar la disposición del refuerzo en múltiples barras de refuerzo, con el propósito de expandir el área de hormigón que se ve influenciada por el refuerzo
Calderón Bello, 2008	Estudio experimental de la fisuración en piezas de hormigón armado sometidas a flexión pura	Patrones de fisuración de modelos físicos comparados con los modelos teóricos basados en normativa internacional.	El Eurocódigo es el que presenta los resultados más aproximados a lo ocurrido en la práctica de laboratorio. Los coeficientes "beta", que se encargan de relacionar la profundidad del bloque equivalente de esfuerzos y la profundidad del eje neutro, resultaron ser inferiores a los propuestos por la norma EC-2 y superiores a los del ACI. En general, los valores experimentales son alrededor de 1,5 a 2 veces los deducidos por medio de la normativa.

Miguel Fernandez Ruiz, 2003	Evaluación no lineal de los efectos estructurales producidos por las deformaciones diferidas del hormigón ya el acero	Efecto del acero transversal en el control de fisuras	Aunque ciertas formulaciones son bastante sofisticadas, teniendo en cuenta diversas variables, ninguna de ellas tiene en cuenta la distancia entre las barras de refuerzo transversal como una de ellas. Se propone analizar esta variable debido a que, al disminuir el espacio entre estribos, la fuerza tiene una menor sección de hormigón por la que ocasionar fisuras, y la tensión local aumenta al menos un 10%. Este aumento de tensión, junto con el hecho de que, la longitud de transferencia de esfuerzos se limita dentro del espacio entre las barras de refuerzo, prácticamente asegura la formación de fisuras justo en la ubicación de los refuerzos transversales."
Hernandez Santana, 2014	El enfoque del aci-318 para el chequeo de la fisuración. Una visión desde la realidad cubana	Comparación de distintas normativas que pretenden calcular de manera teórica el ancho y separación de fisuras, en estado límite de servicio	Siempre que sea necesaria una comprobación rigurosa, se recomienda usar la expresión propuesta por Frosch para vigas y losas unidireccionales, esta es menos permisible que la ACI y el Eurocódigo. Una solución propuesta para el control de fisuración es la de realizar una correcta disposición de los aceros de refuerzo o incrementar el número de los mismos.
E.Calderon, 2010	Investigación experimental sobre los modelos normativos de fisuración en piezas de hormigón armado sometidas a flexión pura.	Realización de modelos experimentales para contrastar con los modelos teóricos calculados a partir de normativas como Ec2, ACI,EHE.	No existe gran dispersión entre los datos obtenidos de manera experimental y los que se obtuvieron de las normas, EHE, ACI y EC2. Para cuantías bajas y medias, las grietas resultaron superiores a las teóricas, y por otro lado en cuantías altas estos son sensiblemente iguales, siendo la EC2 el que más se alejaba de la realidad. Los valores son entre 1,5 y 2 veces más que los teóricos. Además, se concluyó que a mayores cuantías la separación y el tamaño de las fisuras disminuyen.

Apaza Amau, 2016	Comparación de la separación de estribos en vigas de concreto armado de diseño según la norma E'060 respecto a la colocación en obra en la ciudad de Cusco	Determinación de manera experimental del efecto de la separación de estribos sobre la fisuración en vigas de hormigón armado ante una carga externa.	El esfuerzo de corte es soportado de manera muy eficiente si los estribos se colocan respetando las separaciones del diseño original, mientras que, al redondearlas, es decir aumentarlas, el hormigón pasa a recibir un esfuerzo cortante excesivo presentando no solo fisuración diagonal si no también una falla frágil a corte. El acero transversal no influye en la resistencia del elemento antes de que el acero longitudinal haya fluido, luego de esto, el acero transversal juega un papel muy importante para resistir deformaciones y aportar ductilidad. Al aumentar la separación entre estribos de manera empírica, se modifica de manera evidente la formación, propagación y tamaño de las fisuras presentadas.
Toirac Corral, 2004	Patología de la construcción, grietas y fisuras en obras de hormigón. origen y prevención.	Estudio de origen y prevención de fisuras a flexión pura en elementos con armadura	Las fisuras a flexión se inician en la armadura y progresa en vertical hacia el eje neutro, hasta alcanzar la zona de la viga en compresión, pueden llegar a combinarse con otro tipo de fisuras como las de corte.
Gould Ned, 2021	Crack Width Estimation in Steel Fibre Reinforced Concrete (SFRC): Design and Limitations	Determinación del estado de fisuración en vigas de distintas configuraciones de acero de refuerzo y el control mediante el Eurocódigo	Las estimaciones de las fisuras de acuerdo con las normas tuvieron un desempeño aceptable en las vigas experimentales con una alta relación de acero de refuerzo. Sin embargo, en el caso de las vigas con una baja relación de acero de refuerzo, las predicciones de las normas diferían notablemente y estaban alejadas.

### 2.2.2. *Formulación del problema*

El problema sobre el cual se trabajó en esta investigación es la ausencia de un apartado dentro de las normativas usadas para la construcción, la ACI y la EHE, que nos ayude a entender la mecánica de fractura en términos de fisuración de la estructura en función de la variación en la separación entre los estribos a lo largo del elemento.

Los modelos experimentales propuestos, estarán destinados a mostrar las diferentes características de los patrones de fisuración que se den al someter las muestras a cargas de flexión.

### **2.2.3. Delimitación del problema**

El proyecto está enfocado al estudio de los patrones de fisuración de una viga simplemente apoyada de hormigón armado diseñada para falla dúctil, sobre la cual actúan fuerzas flexionantes. La base de este estudio es el obtener datos que nos permitan contrastar los resultados experimentales con modelos analíticos en términos de tamaños de abertura de fisura, separación media de fisuras y patrones de fisuración en general. Cabe recalcar que las vigas a ensayar van a tener características lo más similares posibles para poder realizar un correcto análisis comparativo.

## **2.3. Objetivos**

### **2.3.1. Objetivo General**

- Estudiar los patrones de fisuración en vigas diseñadas para falla dúctil, con el fin de determinar la influencia de la separación de estribos frente al estado límite de servicio por fisuración, mediante el ensayo de vigas de hormigón armado realizadas en laboratorio.

### **2.3.2. Objetivos Específicos**

- Calcular el estado límite de servicio teórico por fisuración en vigas diseñadas para falla dúctil a flexión, para entender el comportamiento de la fisuración según la ACI y el Eurocódigo, y comparar posteriormente con el modelo físico.
- Construir vigas físicas en laboratorio, para ensayar y comprobar el comportamiento de la fisuración en vigas con diferentes distribuciones de acero longitudinal y transversal, además, evaluar el efecto que tiene sobre las mismas para comparar con los modelos teóricos.

## 2.4. Justificación

El análisis de fisuras en el hormigón debido a fuerzas directas es de gran importancia en la ingeniería civil, ya que su acumulación puede ocasionar diversos problemas que pueden poner en peligro la vida de las personas que ocupan dichas estructuras. La falla de una viga debido a la pérdida de capacidad portante del hormigón, producto de la acumulación de fisuras y grietas, podría tener consecuencias fatales en un país como Ecuador, donde existe un alto riesgo sísmico.

Además, la aparición de fisuras puede ocasionar la infiltración de agua, humedad, agentes químicos, entre otros, lo que puede corroer el acero de las vigas y deteriorarlas, comprometiendo la vida útil de las estructuras de hormigón armado. Estos estudios son sobre todo relevantes en zonas con alta humedad y precipitaciones como la amazonia ecuatoriana.

Por otra parte, en el ámbito de la mecánica de fractura, es importante la modelación experimental para poder contribuir a la calibración de los modelos numéricos que repliquen el comportamiento de materiales frágiles como el hormigón.

La realización de las vigas tiene una alta factibilidad debido a que los materiales necesarios para su construcción, se encuentran con bastante facilidad, gracias a que nos encontramos cerca de canteras dedicadas a la minería de materiales pétreos. Esto, por otro lado, nos da otro punto de apoyo a la investigación, ya que independientemente de que este tema de estudio se haya o no realizado en el mundo, no existe ninguna indagación teórica ni experimental de este tema que use materiales de nuestra zona, por lo que los resultados que se obtengan pueden diferir de los obtenidos en otros lugares, ya que las propiedades físicas y mecánicas de cada material son diferentes según su procedencia.

## CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

### 3.1. Materiales y modelos constitutivos

#### 3.1.1. Hormigón

El hormigón es una roca artificial, la cual está constituida por varios componentes, como son el cemento, árido fino, árido grueso, agua, aire y ocasionalmente aditivos químicos según se requieran unas u otras propiedades. Dentro de la composición del hormigón intervienen ciertos aspectos; el origen de los componentes, la dosificación de los mismos y el mezclado y transporte del mismo. (Adam, 1975)

En cuanto a los componentes, según la NTE INEN 1762, se define como áridos gruesos o gravas a aquellos que son retenidos en el tamiz No. 4, y como finos o arenas a aquellos que pasan el tamiz No. 4 y se retienen en el tamiz No.200. Por otro lado, la relación agua/cemento es clave dentro del hormigón ya que el agua juega un papel muy importante. La adición de agua a la mezcla aporta fluidez y trabajabilidad, por otra parte, esta disminuye la resistencia del hormigón al crear un mayor porcentaje de agua libre distribuida por la mezcla. (Guevara Fallas et al., 2012)

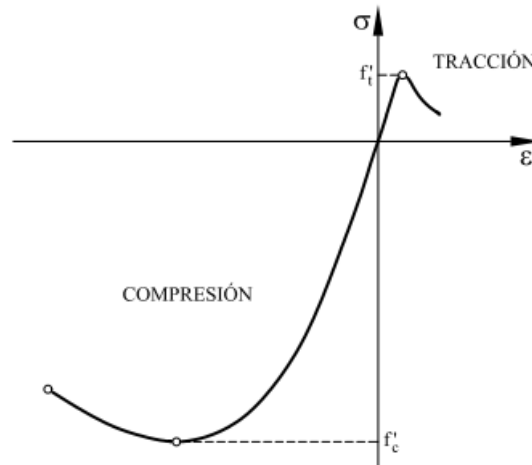
##### 3.1.1.1. Propiedades mecánicas del hormigón

Entre las principales características mecánicas del hormigón se encuentran la permeabilidad, resistencia, durabilidad y trabajabilidad. Dentro de estas la propiedad de mayor interés en el proyecto es la resistencia, más específicamente el comportamiento del hormigón ante cargas de compresión. Mediante una serie de ensayos estándar de ruptura por una carga progresiva de compresión, realizados en laboratorio con probetas cilíndricas de hormigón, de medidas 100mm por 200mm o en su defecto de 150mm por 300mm, se han obtenido ecuaciones que describen las principales propiedades del hormigón, presentadas en la tabla. Cabe recalcar que estas dependen directamente de la resistencia a compresión “ $f_c$ ”

de diseño que se ha planteado, en la figura 1 se muestra el comportamiento típico del hormigón. (Falcon Nestares, 2022)

**Figura 1.**

*Curva esfuerzo versus deformación típica del hormigón.*



*Nota:* Tomado de Mecánica de estructuras Libro 1. M. Cervera, E. Blanco

**Tabla 1.**

*Propiedades mecánicas típicas del hormigón.*

Propiedad	Valor	Unidad
Módulo de Elasticidad ( $E_c$ )	$E_c = 4700 * \sqrt{f'c}$	MPa
Módulo de Ruptura ( $f_r$ )	$f_r = 0.62 * \lambda * \sqrt{f'c}$	MPa

*Nota:* Tomado del código ACI 318-19 (Committee 318, 2019), apartado 20 y 21.

### 3.1.1.1. Consideraciones sobre la mezcla del hormigón

Antes de plantear la importancia de la dosificación del hormigón es importante comprender la función que tienen los componentes del mismo y así lograr llegar a una correcta proporción de cada uno de estos en la mezcla. (García Pérez, J., 2004)

En cuanto a los áridos, la suma de fino y grueso suele ser aproximadamente entre el 60% al 80% del volumen total de concreto, y es por esto que su nivel de influencia es elevado

en la mezcla, afectando a la densidad, deformabilidad, resistencia, entre otras propiedades del hormigón. Por esto, es necesario llevar un control sobre dichos áridos. En la Tabla 2 se enlistan las normas que controlan a nivel local los procedimientos realizados para definir las características de los agregados. (García Pérez, J., 2004)

**Tabla 2.**

*Normas del Instituto Nacional de Normalización consideradas.*

<b>Norma</b>	<b>Descripción</b>
<b>NTE INEN 696</b>	Método para análisis de granulometrías de árido fino y grueso.
<b>NTE INEN 1855</b>	Método para calcular la gravedad específica del árido fino y grueso.
<b>NTE INEN 857</b>	Guía de ensayo para determinar el peso volumétrico del árido fino y grueso.
<b>NTE INEN 858</b>	Verificaciones sobre el agua para su uso en la elaboración del concreto.

*Nota:* Tomado del Instituto Ecuatoriano de Normalización (INEN).

Para el cálculo de la dosificación, de cada uno de los componentes que hacen parte del hormigón, se utilizará el método Fuller. Este método, define una curva granulométrica continua que describe de manera óptima la composición que los agregados del hormigón deben presentar. La expresión usada para la curva es  $Y = 100 * (d/D)^m$ , donde el valor de  $m = 0.5$ ,  $Y$  es el porcentaje en peso de los agregados que pasan por el tamiz de abertura  $d$  y  $D$  es el tamaño máximo del agregado. (Giraldo Bolívar, O., 1987)

### **3.1.2. Acero de refuerzo**

A pesar de que el concreto presenta una muy buena capacidad de resistir cargas a compresión, a tensión no es de la misma manera, teniendo una muy baja resistencia ante este tipo de esfuerzo, es ahí donde entra el acero de refuerzo. El acero, que deberá cumplir especificaciones del ASTM E8, se corta o dobla con dimensiones especificadas y se lo dispone de manera que quede embebido en el hormigón, para ser capaz recibir los esfuerzos

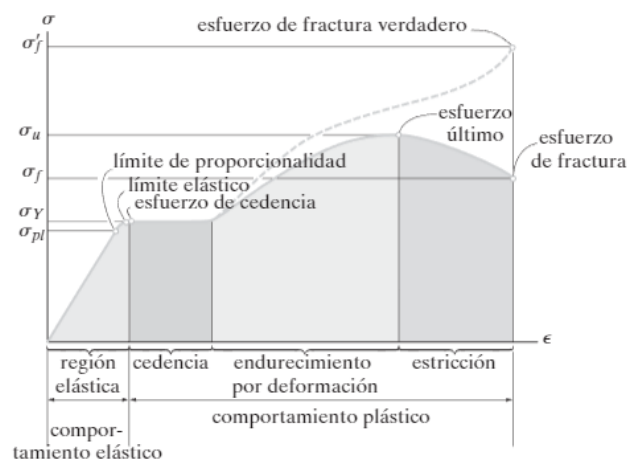
debidos a cargas por flexión, cambios volumétricos o cambios de temperatura; pasando a un comportamiento de hormigón armado. (Gervacio Jiménez, C., 2005)

### 3.1.2.1. Propiedades mecánicas del acero de refuerzo

Cuando se habla de acero las propiedades pueden variar según la composición química del mismo, así como de la manera en la que haya sido procesado, o moldeado. Entonces, para determinar las propiedades de este material es necesario someterlo a ensayos de laboratorio estandarizados por la ASTM, la mayoría de propiedades son tomadas de la gráfica esfuerzo deformación obtenida de los ensayos, a continuación, la fig. 2 muestra la forma típica de la curva esfuerzo-deformación del acero. (Cachumba Simba, O. & Tovar Zapata, J., 2018).

#### Figura 2.

*Curva esfuerzo versus deformación típica del acero.*



*Nota:* Tomado de mecánica de materiales (Hibbeler, 1989)c

En la gráfica se señalan varias etapas por las que atraviesa el acero a medida que el esfuerzo aumenta. En la región elástica se mantiene una línea recta, siendo proporcionales el esfuerzo y la deformación hasta el punto del límite de proporcionalidad, al exceder este valor la curva empieza a caer hasta que se aplanan en el límite elástico, siendo estos dos muy próximos. En la etapa de cedencia, las deformaciones del material pasan a ser permanentes, el valor que causa

este efecto se conoce como el esfuerzo de cedencia y su abscisa correspondiente es la deformación plástica. Luego de la cedencia, la muestra aún es capaz de soportar carga, resultando en un ascenso de la curva hasta llegar al punto de esfuerzo último o máximo. Para finalizar, mientras el acero se alarga en la zona de endurecimiento, este pierde sección transversal de manera uniforme, pero una vez se haya sobrepasado el esfuerzo último el área de la sección se reducirá en un sector localizado de la muestra, formando una constricción o cuello a medida que se alarga; en este punto la curva de la gráfica desciende hasta la ruptura del acero en el esfuerzo de fractura. Las propiedades principales definidas por medio de la curva se muestran en la Tabla 3. (Hibbeler, 1989)

**Tabla 3.**

*Propiedades mecánicas típicas del acero.*

Propiedad	Valor	Unidad
<b>Esfuerzo de fluencia (<math>f_y</math>)</b>	420	Mpa
<b>Módulo de Elasticidad (<math>E_s</math>)</b>	200000	MPa
<b>Deformación unitaria (<math>\epsilon_y</math>)</b>	0.002	
<b>Módulo de Poisson (<math>\mu_p</math>)</b>	0.3	

*Nota:* Tomado de capítulo 20 y 21 del ACI 318-19.

El método de dosificación de Fuller-Thompson, permite determinar las proporciones de los componentes del hormigón partiendo de cualquier tipo de agregado. Éste método, conforma una granulometría conjunta que se ajusta a una curva típica de la forma  $Y = 100(d/D)^m$  tomada como referencia (Giraldo Bolívar, O., 1987)

### 3.2. Modelos analíticos

Para la realización de los modelos analíticos de la investigación, se plantea conseguir una estructura dúctil, es decir, que el acero de refuerzo dispuesto a tracción dentro del elemento, llegue primero a su estado de fluencia con cierto rango de seguridad antes de que el

concreto inicie su aplastamiento. Esto se lo realizará por medio de métodos de diseño propuestos por la ACI 318-19.(Donini & Orler, 2021)

### **3.2.1. Vigas de hormigón armado**

#### **3.2.1.1. Estado límite último en vigas de hormigón armado**

##### **3.2.1.1.1. Flexión**

Dentro del comportamiento de un elemento sometido a cargas de flexión, existen dos posibles situaciones, puede ser dúctil o frágil, esta depende de la capacidad del material para someterse a deformación plástica, en este caso el material que proporciona dicha ductilidad a la viga de concreto, sería el acero llegando a deformarse hasta la zona plástica dentro de la gráfica de esfuerzo-deformación del material, el hormigón en cambio, no es un material dúctil, por esto buscar el equilibrio entre la cuantía de hormigón y acero es esencial para asegurar la falla dúctil de la viga. (Rodríguez Vázquez, C., 2013)

El concepto de falla dúctil o falla por tensión en vigas de hormigón armado, es básicamente cuando los materiales que conforman la estructura, el hormigón y el acero trabajan en conjunto, de manera que el concreto recibe directamente las cargas de compresión en la parte superior del elemento y el acero logra la fluencia en la parte inferior del mismo, produciéndose una elevada deformación permanente en la viga.(Bilbao et al., 2015)

La ductilidad en el hormigón es crucial en ingeniería, ya que permite redistribuir esfuerzos concentrados en partes del elemento. La falla dúctil se caracteriza por una gran deformación plástica y la aparición de fisuras bajo cargas de servicio. Esta propiedad es común en metales y polímeros, lo que los hace excelentes para combinar con materiales frágiles y lograr un equilibrio entre resistencia y plasticidad. La presencia de fisuras en el hormigón ayuda a controlar el nivel de servicio de una viga, permitiendo evacuar estructuras a tiempo y garantizar la seguridad de los usuarios ante posibles siniestros.(Rodríguez Vázquez, C., 2013)

### 3.2.1.1.2. Comportamiento de las vigas de hormigón armado

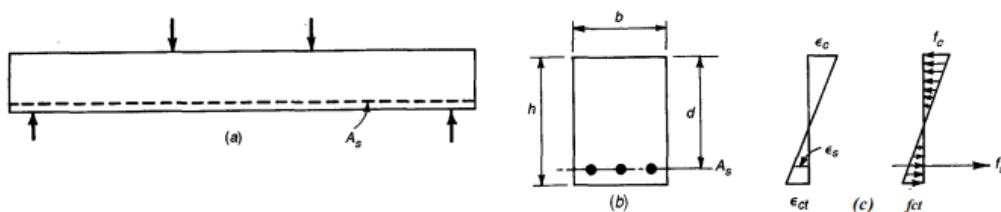
El concreto o hormigón, al igual que la mayoría de materiales de origen rocoso o pétreo, exhibe una notable resistencia a la compresión. No obstante, su principal desventaja radica en su baja capacidad para resistir esfuerzos de tensión. Por otro lado, el acero es un material altamente resistente a la tensión. Al combinar ambos materiales, se logra un comportamiento excepcional en términos de resistencia a la compresión proporcionada por el hormigón y resistencia a la tensión brindada por el acero. De esta manera, se complementan las limitaciones mecánicas inherentes al hormigón. (Harmsen, 2019)

### 3.2.1.1.3. Estado de inercia no fisurada del concreto

Cuando las vigas de hormigón armado están sometidas a cargas, experimentan tanto esfuerzos de tensión como de compresión. Inicialmente, mientras los esfuerzos no excedan la resistencia del hormigón a la tensión, la inercia de la viga se mantiene constante y la sección en su totalidad es capaz de resistir los esfuerzos. (Nilson et al., 2001)

#### Figura 3.

*Estado no fisurado del concreto.*

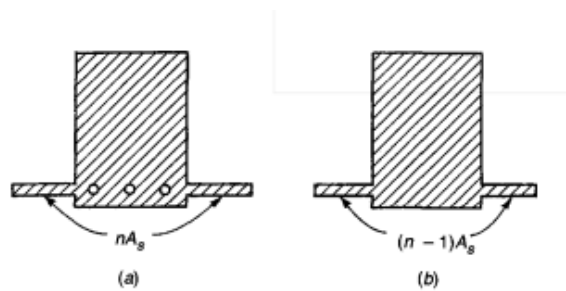


*Nota:* Tomado de (Nilson et al., 2001)

El esfuerzo del acero dentro del rango elástico es  $n$  veces mayor que el del concreto para una deformación unitaria determinada. Con el propósito de facilitar los cálculos, se utiliza una sección ficticia transformada. En esta sección, el área real del acero se sustituye por un área equivalente de concreto igual a  $n \cdot A_s$ . (Nilson et al., 2001). La sección transformada, sin fisuras, se define de la siguiente manera:

**Figura 4.**

*Inercia transformada de la sección transversal.*



*Nota:* Tomado de (Nilson et al., 2001)

Llegando a este punto es cuando aparece la primera fisura, hay un momento  $M_{cr}$  de fisuración cuando el hormigón ha alcanzado su resistencia a tensión y se calcula con la inercia transformada usando la ecuación definida en la ACI 318-19 sección 24.2.3.5.

$$M_{cr} = \frac{f_r * I_{tr}}{y_t} \quad (1)$$

Donde

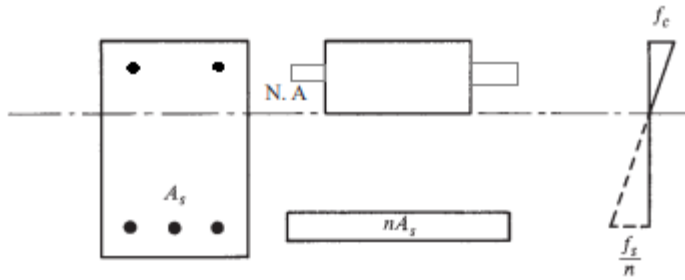
$$I_{tr} = \frac{bh^3}{12} + bh * \left(\frac{h}{2} - c\right) + A_s(n-1)(d-c)^2 + A'_s(n-1)(c-d')^2 \quad (2)$$

#### **3.2.1.1.4. Estado de inercia fisurada del concreto.**

A medida que los esfuerzos aumentan, se alcanza un punto en el cual el esfuerzo de tensión supera el módulo de rotura del hormigón, lo que resulta en la formación de múltiples grietas. En este momento, el eje neutro comienza a elevarse hasta que encuentra las fibras comprimidas. (McCormac & Brown, 2017)

**Figura 5.**

*Área transformada de la sección transversal con inercia fisurada.*



*Nota:* Tomado de (McCormac & Brown, 2017)

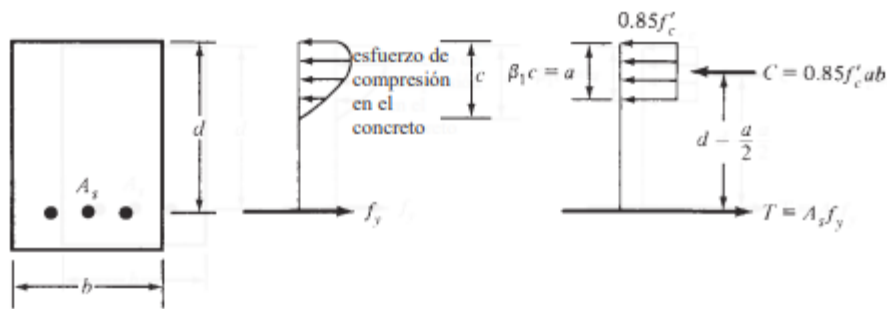
Para determinar los esfuerzos, se utiliza la sección transformada, considerando que la sección de hormigón a tracción ya no existe. En su lugar, la sección de estudio se compone del área de hormigón a compresión y del acero colocado en tensión y compresión. (McCormac & Brown, 2017)

$$I_{cr} = \frac{bc_y^3}{3} + A'_s(n-1)(c_y - d')^2 + A_s n(d - c_y)^2 \quad (3)$$

#### **3.2.1.1.5. Estado último del concreto**

El estado último del concreto se alcanza cuando el elemento, en este caso la viga, ha llegado a su capacidad máxima de carga. En este punto, el hormigón experimenta esfuerzos que superan el  $0,5 f_c$  (la resistencia a compresión característica del concreto). El acero de refuerzo comienza a ceder y a fluir, saliendo del rango elástico. Las grietas se vuelven cada vez más pronunciadas, desplazándose hacia arriba junto al eje neutro. Además, se observa un ensanchamiento visible de las grietas y se genera un aplastamiento en la zona donde se aplica la carga. (McCormac & Brown, 2017)

Para el cálculo del estado último o nominal se recomienda utilizar un rectángulo equivalente de profundidad a usando un factor  $\beta$  obtenido de análisis experimentales y especificado por la norma, ya que los esfuerzos ya no se comportan como una línea recta. (McCormac & Brown, 2017)

**Figura 6.***Estado último del concreto.**Nota:* Tomado de (McCormac & Brown, 2017)

### 3.2.1.1.6. Corte

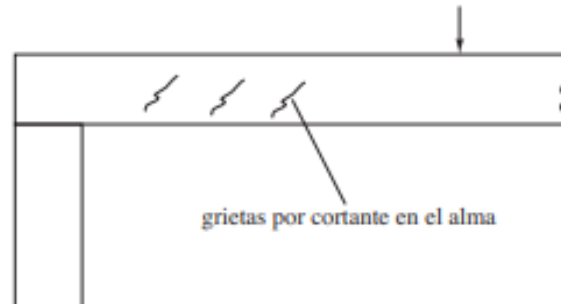
Dentro del diseño de las vigas, es crucial dirigir los esfuerzos de manera que se produzca una falla dúctil. Por lo tanto, es indispensable garantizar que la viga no falle de ninguna otra forma, como, por ejemplo, en cortante. La falla por cortante generalmente ocurre a un ángulo de  $45^\circ$  y tiene su origen en los apoyos, siguiendo la superficie de tensión. (McCormac & Brown, 2017)

Para garantizar el adecuado desempeño de la viga, se requiere de un refuerzo adicional de acero para resistir los esfuerzos de cortante. Este refuerzo se logra mediante la colocación de acero transversal, comúnmente conocido como estribos. La función principal de los estribos es reducir el tamaño de las fisuras causadas por el cortante, así como transferir el esfuerzo de un lado de la fisura al otro. (McCormac & Brown, 2017)

Es esencial dimensionar adecuadamente el refuerzo de estribos para que pueda resistir la tracción diagonal, trabajando en conjunto con la resistencia del hormigón. Esto implica calcular y establecer la cantidad y espaciamiento adecuados de los estribos, considerando tanto las cargas aplicadas como las propiedades de los materiales. (McCormac & Brown, 2017)

**Figura 7.**

*Esquema de grietas por corte.*



*Nota:* Tomado de (McCormac & Brown, 2017)

En el diseño a cortante, se siguen las pautas establecidas por el ACI 318-19 en su capítulo 22, que especifica que la resistencia a cortante de un elemento se obtiene mediante la suma de la resistencia a cortante del hormigón  $V_c$  y la resistencia a cortante del acero  $V_s$ .

$$\phi V_n = \phi(V_c + V_s) \quad (4)$$

$$V_c = \left(0.17\lambda\sqrt{f'_c} + \frac{Nu}{6A_g}\right)b_w d \quad (5)$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad (6)$$

### ***3.2.1.1.1. Método de diseño por resistencia última***

Este método de diseño se basa en el análisis del comportamiento en el estado último del elemento, este enfoque de diseño está contemplado dentro de la filosofía de diseño por factores de carga y resistencia (LRFD), la misma que se centra en garantizar el adecuado funcionamiento del elemento estructural considerando incertidumbres de carga y de resistencia del material. (Park, 1983)

La LRFD, considera la combinación de cargas de servicio multiplicadas por sus factores de mayoración. La suma de estas cargas multiplicadas por sus factores respectivos debe ser menor o igual a la capacidad o momento nominal de la sección, el cual se obtiene

multiplicando la capacidad de la sección sin reducción por un factor de reducción. Este enfoque busca asegurar que la estructura sea capaz de resistir las cargas previstas y cumplir con los requisitos de seguridad y desempeño establecidos. (Park, 1983)

$$\phi M_n = M_u \quad (7)$$

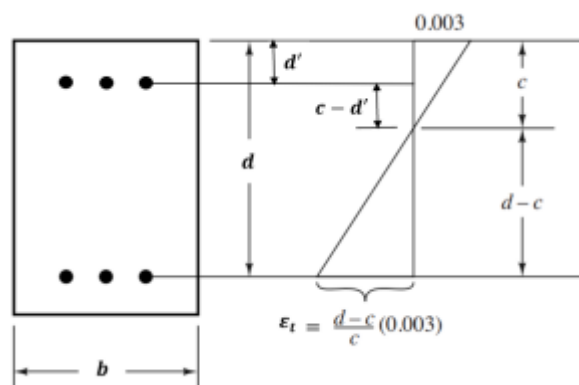
La ACI (American Concrete Institute) considera un factor de reducción de resistencia que va desde 0.65 a 0.9 en función de lo establecido en el capítulo 21 de la ACI 318-19. Para la caracterización de la resistencia del hormigón y debido a su comportamiento mecánico no-lineal, la ACI propone trabajar los diseños por un modelo de rectángulo equivalente el cual se encuentra definido en el 22 de la ACI 318-19.

La propuesta de la normativa para el diseño es establecer a nivel seccional un equilibrio trasnacional y rotacional para la definición de la resistencia última de una sección de hormigón armado. Así, al igualar los esfuerzos a tensión y compresión, se logra un equilibrio de fuerzas y se determina la resistencia nominal del elemento.

Es importante tener en cuenta que el uso del factor  $\beta$  y otros parámetros específicos puede variar según el código de diseño y las normas aplicables. (Park, 1983)

### Figura 8.

*Distribución de deformaciones unitarias en una sección controlada por tensión.*



Nota: Tomado de (McCormac & Brown, 2017)

$$C = 0.85 f'_c ab \quad (8)$$

$$T = A_s f_y \quad (9)$$

$$C_s = A'_s f'_s \quad (10)$$

$$\varphi M_n = \varphi \left[ 0.85 f'_c ab \left( d - \frac{a}{2} \right) + A'_s f'_s (d - d') \right] \quad (11)$$

El código da valores de deformación unitaria  $\varepsilon_{cu}=0.003$  para el hormigón y de  $\varepsilon_y=0.002$  para el acero de manera que  $\varepsilon_s > \varepsilon_{cu} + \varepsilon_y$  para garantizar una falla dúctil.

$$\varepsilon_s = \frac{d - c}{c} (0.003) \quad (12)$$

### 3.2.1.2. Estado límite de servicio en vigas de hormigón armado

#### 3.2.1.2.1. Estado límite por fisuración

Los estados límites, son un control realizado por los ingenieros para garantizar que la estructura sea completamente funcional durante toda su vida útil, de manera segura y cómoda para el uso de los individuos, esto se realiza bajo la combinación de “D + L y/o D”, es decir, la suma de las cargas variables y permanentes sin ningún tipo de mayoración. Es importante entender que no están relacionados con el colapso o fallo de una estructura sino más bien con la funcionalidad y la salud del mismo. Los principales tres motivos que impulsan a llevar este control son, la durabilidad, funcionalidad y la apariencia. A continuación, se explican los métodos propuestos por dos normativas para el control de fisuras en vigas de hormigón armado. (Espín, A. & Jorquera Lucerga, J., 2021)

#### 3.2.1.2.2. Control de fisuración según el Eurocódigo EHE

Cuando se trata de estructuras de hormigón armado es inevitable la aparición de fisuras en los elementos estructurales, estas no suponen un problema para su funcionamiento adecuado, siempre y cuando los valores de las aberturas cumplan con las máximas exigidas para durabilidad, estanqueidad y apariencia. Las fisuras estudiadas en este apartado únicamente consideran aquellas debidas a acciones directas impuestas sobre las vigas,

excluyendo las provocadas por retracción plástica o reacciones químicas propias del hormigón. (Ministerio de Fomento et al., 2008)

Dentro de esta normativa, se consideran los siguientes parámetros para el control sobre el estado límite de fisuración. Los efectos de las acciones por tensiones en las secciones y el ancho de abertura de las fisuras son los dos factores principales en los que se basa esta norma. (Ministerio de Fomento et al., 2008) La comprobación general del estado límite por fisuración consiste en satisfacer la siguiente ecuación:

$$W_k \leq W_{\max} \quad (13)$$

En la tabla 4, se muestran los valores de abertura máximos de grietas propuestas por la EC-2, según el nivel de exposición ante la que se encuentre el elemento, es más o menos permisible, desde sin riesgo de corrosión, hasta presencia de cloruros, sal de mar, ataque de hielo o deshielo, ataque químico, etc.

#### Tabla 4.

Tabla 5.1.1.2 del capítulo 8 del código EHE

Clase de exposición	W <sub>máx</sub> (mm)	
	Ho Armado	Ho pretensado
I	0.4	0.2
IIa, IIb, H	0.3	0.2
IIIa, IIIb, IV, F, Qa	0.2	Descompresión
IIIC, Qb, Qc	0.1	-

Nota: Obtenido de (Ministerio de Fomento et al., 2008)

Para definir  $W_k$ , se usan las siguientes expresiones:

$$W_k = \beta * S_m * \epsilon_{sm} \quad (14)$$

Donde:

$\beta$  es el coeficiente que relaciona la abertura media de fisura con el valor característico y vale 1,3 para fisuración producida por acciones indirectas solamente y 1,7 para el resto de los casos.

$$S_m = 2c + 0.2s + 0.4k_1 * \frac{\emptyset A_{c,eficaz}}{A_s} \quad (15)$$

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} * \left[ 1 - k_2 * \left( \frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right] \geq 0.4 * \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (16)$$

$$K_1 = \frac{\varepsilon_1 * \varepsilon_2}{8 * \varepsilon_1} \quad (17)$$

Una vez encontrados cada uno de los términos presentados se deberá comprobar si la condición presentada al inicio se cumple, caso contrario el elemento no sería apto para ponerse en servicio. (Ministerio de Fomento et al., 2008)

Como se puede observar las consideraciones dejan fuera el factor de separación de estribos dentro del cálculo de fisuración, por lo que se pretende verificar la incidencia de esta dentro de los patrones de fisuración, tanto en el tamaño de las fisuras como en el espaciamiento entre estas. (Ministerio de Fomento et al., 2008)

### **3.2.1.2.3. Control de fisuración según la ACI 224R**

En miembros sometidos a flexión, el control de agrietamientos es igual de importante que el control de deflexiones, este agrietamiento comienza en las vigas desde valores de tensión relativamente bajos de alrededor de 20MPa, además es vital llevar un seguimiento por servicialidad y durabilidad como por estética de los elementos. (ACI Committee 224, 2001)

Esta normativa plantea los siguientes puntos:

- La tensión en las armaduras es la variable más importante.
- El espesor del recubrimiento de hormigón es una variable importante, pero no la única consideración geométrica. (ACI Committee 224, 2001)

- Una variable importante geométrica también es el área de hormigón que rodea las barras de acero.
- El diámetro de las barras usadas es una variable irrelevante.

Y las ecuaciones propuestas para el cálculo de las fisuras dentro del ACI, 4-1a y 4-1b, son las siguientes:

$$W_b = 0.091 * \sqrt[3]{t_b * A} * \beta * (f_s - 5) * 10^{-3} \quad (18)$$

$$W_s = \frac{0.091 * \sqrt[3]{t_b * A}}{1 + \frac{t_s}{h_1}} * (f_s - 5) * 10^{-3} \quad (19)$$

De igual manera que en el punto anterior, esta normativa comprende varias características geométricas y mecánicas de los materiales, pero sin tomar en cuenta la variación que existe al cambiar la distribución de estribos, por lo que se requiere una vez más una comprobación de los efectos que esto puede llegar a tener en la manera en la que una viga de concreto reforzado se fisura bajo cargas de servicio a flexión. (ACI Committee 224, 2001)

#### **3.2.1.2.4. Control de fisuración según Frosch**

Frosch, en su publicación, “Another Look at Cracking and Crack Control in Reinforced Concrete”, revisó minuciosamente el fenómeno de la fisuración y presentó una nueva expresión para el cálculo del ancho de las grietas. En esta ecuación, se introduce el parámetro  $\beta$ , que representa la relación entre la distancia del eje neutro a la fibra más traccionada y la distancia entre el eje neutro y el centroide del refuerzo, también conocido como factor de profundidad. Se sugiere un cálculo aproximado de  $\beta$  utilizando la siguiente fórmula:  $\beta = 1 + 0,0031dc$ , donde  $dc$  se expresa en milímetros. (Santana & José, 2014)

Además, es importante considerar la tensión de trabajo del acero ( $f_s$ ) en (MPa), el módulo de deformación del acero ( $E_s$ ) en MPa, la distancia ( $dc$ ) desde el borde de la fibra más

traccionada hasta el centroide de la barra más cercana en milímetros, y la separación (s) entre los centros de las barras de la armadura principal por flexión más cercana a la cara más traccionada, también en milímetros. El enfoque del aci-318 para el chequeo de la fisuración:(Frosch, 2005)

$$a_f = 2 \frac{f_s}{E_s} \beta \sqrt{d_c^2 + \left(\frac{s}{2}\right)^2} \quad (20)$$

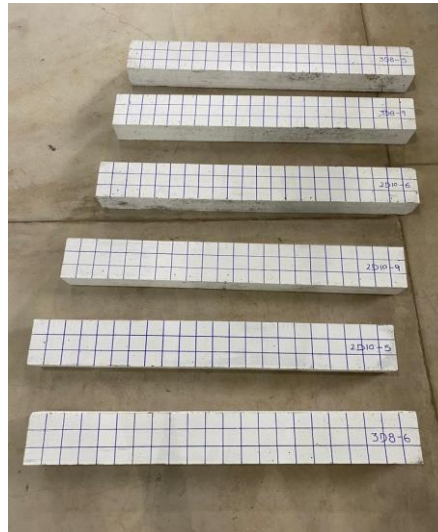
### 3.3. Modelos físicos

Un modelo físico, se puede definir como una estructura que pretende ayudar o facilitar el estudio de teorías formales, lógicas o matemáticas. Por otro lado, por más que este modelo pretenda demostrar una hipótesis, no se supone que este cubra la totalidad del dominio empírico que describe el mismo, ni incluso todos los considerados teóricamente por alguna u otra razón fuera de control.(Rolleri, 2013)

Para la realización de estos modelos, se usan las pautas propuestas dentro de la normativa nacional NTE INEN 2554, que nos impone ciertos requisitos para que los ensayos tengan validez experimental. Esta norma local ha sido redactada en base a algunos documentos normativos como son; la ASTM C31, ASTM C42, ASTM C192, ASTM C617, ASTM C1077, ASTM E4, las cuales pretenden controlar los procesos de construcción de las vigas de hormigón, verificando desde la calidad de los materiales a usarse, hasta los procedimientos de fundición, curado y ensayo de los elementos.(Instituto Ecuatoriano de Normalización (INEN), 2011)

## Figura 9.

*Modelos físicos de las vigas de hormigón armado.*



*Nota:* Elaborado por los autores.

### ***3.3.1. Curvas de caracterización de Comportamiento de vigas, Fuerza vs desplazamiento y Momento nominal versus curvatura.***

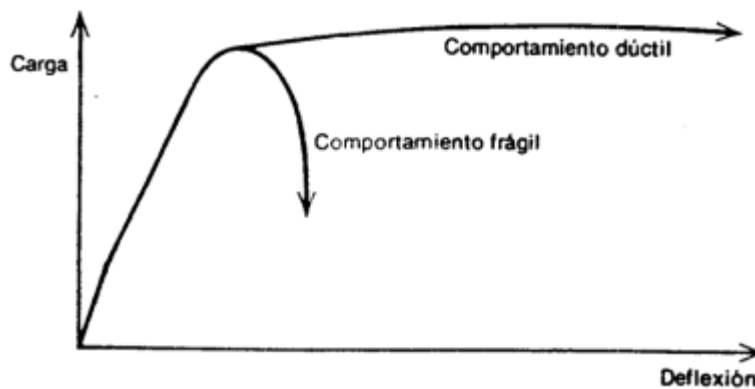
Comprender la curva resultante de contrastar la fuerza o carga aplicada con el desplazamiento o deformación en vigas es de suma importancia, ya que proporciona una representación visual del comportamiento de la viga durante los ensayos. Una viga capaz de soportar grandes deformaciones sin sufrir una falla abrupta indica un diseño adecuado para una respuesta dúctil, lo cual es deseable. Por otro lado, una viga con una deformación mínima o nula, evidencia un comportamiento frágil, el cual no es el objetivo que buscamos alcanzar. Es por ello que el análisis de esta curva resulta crucial para evaluar la capacidad y la calidad del diseño estructural de una viga. (Park, 1983)

En este caso, el análisis va desde el punto de inicio de aplicación de carga, hasta el punto en el cual el elemento haya alcanzado su estado de servicio, es decir, alrededor del 65% de la carga que provoca el estado último. Dentro de estas curvas, se ha tomado una serie de puntos ubicados antes del momento nominal de cada espécimen, para ser usados como

referencia en el control de fisuración de las vigas. También, se tomaron puntos entre el momento de servicio y el momento nominal, superando el 70% del valor de la carga de falla, que nos van a ayudar a comprender la manera en la que distribuyen las fisuras en cada muestra al llegar a su estado límite último.

**Figura 10.**

*Comportamiento típico de una curva esfuerzo-deflexión de una viga.*



*Nota:* Tomado de (Park, 1983)

El diagrama momento-curvatura de una viga reforzada surge como una herramienta para representar gráficamente el comportamiento de la viga en sus etapas principales. Este diagrama muestra el cambio angular de la sección de la viga en una longitud determinada y se calcula utilizando la siguiente expresión, donde  $\epsilon$  representa la deformación unitaria en una fibra de la viga a una distancia  $y$  del eje neutro de la viga:

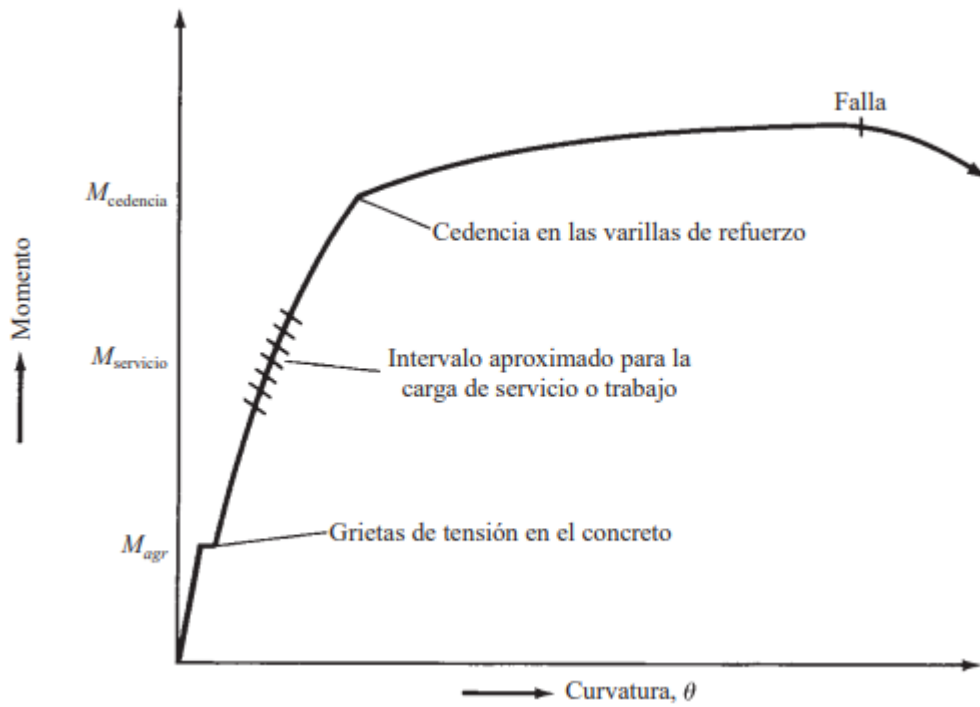
$$\theta = \frac{\epsilon}{y} \quad (21)$$

En el diagrama momento-curvatura, se representan los momentos mencionados anteriormente en esta tesis. El primer momento ( $M_{agr}$ ) corresponde al estado de inercia no fisurado del concreto, que ocurre antes de que se produzcan las primeras fisuras. El siguiente momento ( $M_{servicio}$ ) representa el estado de inercia fisurado del concreto, una vez que se han formado las fisuras. Por último, el momento final ( $M_{cedencia}$ ) corresponde al punto en el que

el refuerzo comienza a ceder. Estos momentos son representativos de las diferentes etapas y comportamientos de la viga durante su carga.(McCormac & Brown, 2017)

**Figura 11.**

*Diagrama momento versus curvatura típico de una viga de hormigón armado.*



*Nota:* Tomado de (McCormac & Brown, 2017)

## CAPITULO III: METODOLOGÍA

Dentro de este capítulo se detallan los materiales y métodos utilizados para llevar a cabo las actividades que nos llevan a completar de la manera más eficiente y precisa los objetivos planteados. De manera general se detalla los procesos necesarios en la delimitación de los modelos teóricos, físicos y sus componentes.

### 4.1. Modelos teóricos

Los modelos teóricos son la base de toda la investigación, son aquellos que se sustentan en la evidencia científica existente, de investigaciones previas, para, por medio de cálculos, determinar un resultado sin necesidad de un modelo experimental. Para este caso específico, donde se van a diseñar vigas de hormigón armado, es necesario seguir las especificaciones de la normativa guía ACI318-19, para una filosofía de diseño LRFD.

Con base en dicha normativa, se realizarán los diseños ante esfuerzos de flexión y cortante, siguiendo siempre los procesos y consideraciones estipulados, referentes a disposiciones de acero longitudinal, transversal, longitudes de desarrollo, diámetros de doblado, cuantías, y otros aspectos. Este proceso de diseño busca que el elemento estructural tenga una falla dúctil, por lo que deberemos evitar la exposición excesiva al cortante, asegurando un acero mínimo en las zonas de máximo esfuerzo a corte.

Para obtener las características de los materiales que se pretenden usar, tales como tamaño máximo, gravedad específica, peso volumétrico, deformación unitaria, módulo de elasticidad, límite de fluencia, entre otros, nos guiaremos con la información brindada por la casa comercial del material, y por otro lado se realizarán los ensayos correspondientes según el Instituto Nacional de Normalización del Ecuador.

Como herramienta principal para realizar el diseño se usaron hojas digitales de cálculo, donde se detalla paso a paso los cálculos llevados a cabo y las consideraciones efectuadas a lo largo del proceso de diseño. Para comenzar el diseño, se definen la geometría

del elemento limitada por el laboratorio a una sección transversal de 100mm x 150mm con una longitud total de 1100mm y de 1000mm entre apoyos. Para la resistencia de compresión del hormigón se usó un  $f'_c = 24\text{MPa}$  y están dispuestas dos cargas puntuales centradas con una separación de 220mm entre sí, distanciadas 390mm desde los apoyos. (Instituto Ecuatoriano de Normalización, 2011)

Para el modelo teórico, entonces, se diseñó una viga doblemente armada, este procedimiento se muestra en el Anexo 1, el resultado del diseño debe ser un plano detallado de la viga, con dimensiones exteriores y de aceros de refuerzo, que será usado en la construcción del modelo físico para su posterior ruptura.

#### **4.2. Modelo físico**

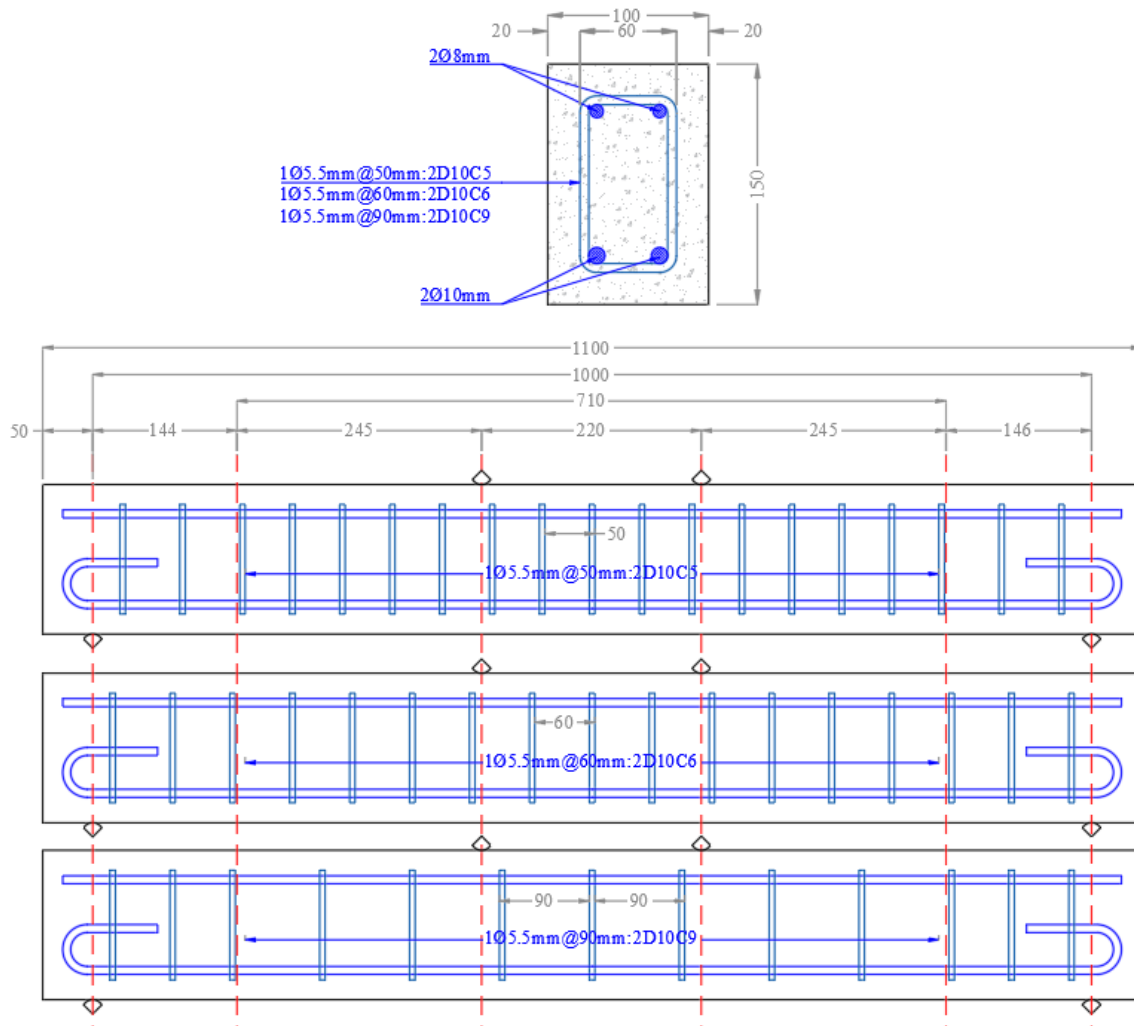
Es esencial que los modelos teóricos estén verificados para el correcto desarrollo de los modelos físicos, esto involucra la adecuada caracterización de los materiales que se van a usar para la construcción de estas muestras. Los materiales tendrán que ser debidamente ensayados, además, se prepararán tanto los aceros de refuerzo como los encofrados para poder continuar con la fundición. La fundición del hormigón se llevará a cabo en condiciones controladas y en función de los resultados obtenidos en el diseño. Una vez fraguado por completo el hormigón, se procederá a dibujar el mallado cada 50mm en las muestras, posteriormente se someterán las muestras a un ensayo de flexión pura, durante el cual se registrarán, mediante evidencia audiovisual, los patrones de fisuración que se presentan en cada una de las vigas, adicionalmente se analizará la curva de esfuerzo-deformación obtenida.

Para el control de los patrones de fisuración se tomarán puntos característicos de las curvas esfuerzo-deformación, los cuales servirán como guías para la comparación entre cada uno de los modelos, puntos como el esfuerzo donde se produce la primera fisura, o el esfuerzo de fluencia son clave para diferenciar los comportamientos en las diferentes configuraciones de acero de las muestras físicas.

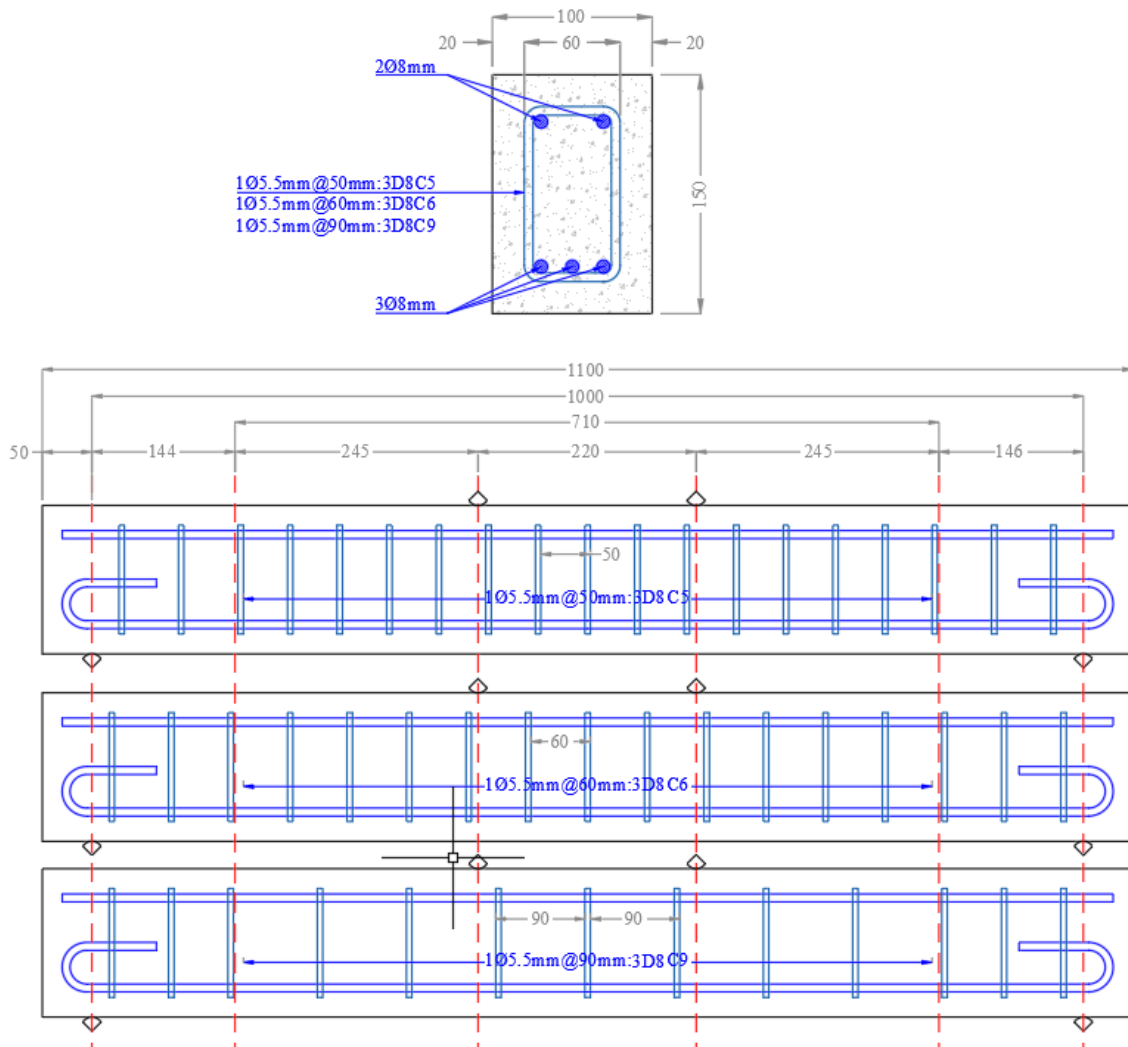
La figura 12 muestra las configuraciones de acero consideradas en la investigación y sus respectivas codificaciones., mientras que la figura 13 muestra el montaje de la viga sobre la prensa.

**Figura 12.**

*Configuración de acero y codificación de las vigas muestra.*



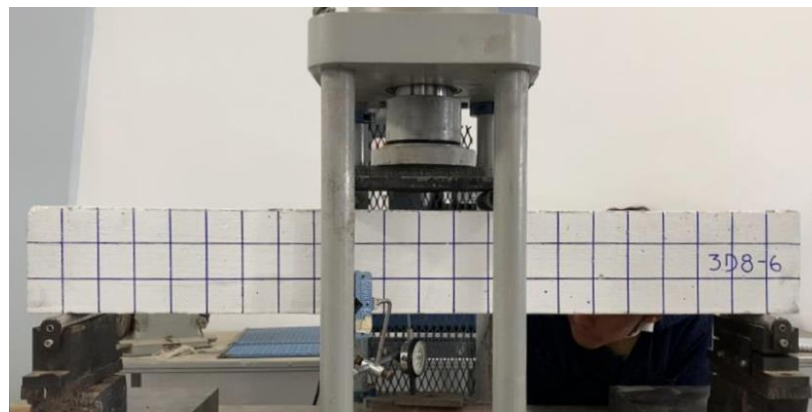
*Nota:* Realizado por los autores.



*Nota:* Realizado por los autores.

**Figura 13.**

*Configuración para el ensayo a flexión de una viga.*



*Nota:* Viga construida y colocada para el ensayo a flexión ejecutado por los autores.

#### 4.2.1. Ensayo de materiales

Antes de proceder con el diseño del hormigón, es de vital importancia llevar a cabo la caracterización de las propiedades de los materiales que se utilizarán, como los áridos, el cemento y el acero. Para los áridos, se siguieron las normas NTE INEN 696, 857 y 858, y se realizaron diversos ensayos que incluyeron granulometría, humedad, gravedad específica y peso unitario de los agregados. Es relevante destacar que todos los materiales fueron obtenidos de canteras y acopios ubicados en la provincia de Azuay, específicamente de la zona local. (Encalada Jiménez, A. & Vera Quichimbo, J., 2023)

#### Figura 14.

*Ensayos sobre los agregados pétreos.*



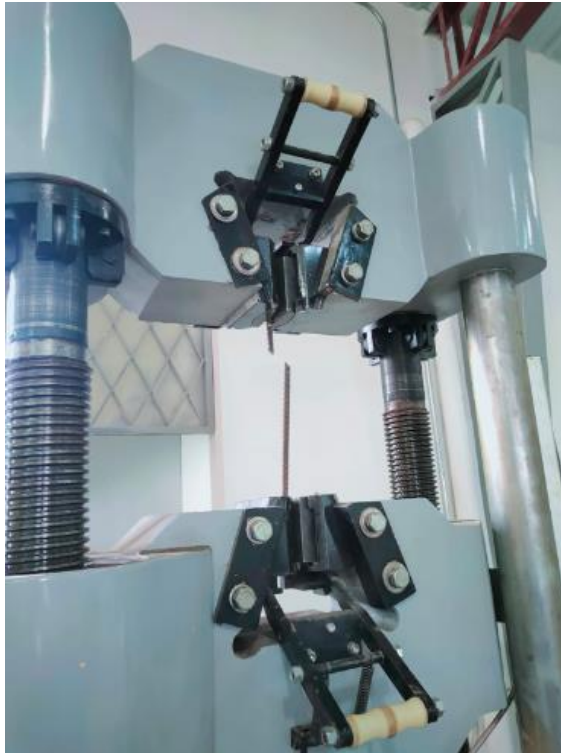
Nota: Realizado por los autores

La caracterización del cemento se basa en la información proporcionada por el fabricante, y en este caso se utilizó el cemento portland ATENAS tipo GU.

Para la caracterización de las propiedades del acero, se siguieron las indicaciones y recomendaciones de la norma ASTM E8. Se realizaron dos muestras de cada varilla, con una longitud aproximada de 350 mm, para ser ensayadas a tracción utilizando mordazas y el equipo correspondiente. Las varillas ensayadas fueron de diámetros 5.5 mm, 8 mm y 10 mm.

**Figura 15.**

*Configuración para el ensayo a tracción en barras de acero.*



*Nota:* Ensayo a tracción ejecutado por los autores.

#### ***4.2.2. Diseño de la dosificación de la mezcla de hormigón***

Con las propiedades de los materiales bien definidas, se puede continuar con el diseño de la mezcla de hormigón, para determinar la proporción de cada uno de los constituyentes del hormigón, planteando como resistencia de diseño un  $f'_c$  de 24MPa. Debido a las características granulométricas de los agregados, el método de diseño propuesto por la ACI 211, no es el más adecuado, ya que no cumple con los requerimientos del mismo. Esta misma norma ACI211, recomienda el uso del método Fuller-Thompson para dosificaciones de concreto, el cual propone una distribución granulométrica, mezclando árido fino y grueso, que permite llegar a la dosificación apropiada de cada material que conforma el concreto.

**Tabla 5.**

*Tabla resumen de dosificación de hormigón.*

<b>Pesos por metro cúbico de hormigón (kg)</b>	
<b>Arena</b>	623.11
<b>Grava</b>	879.24
<b>Agua</b>	208.95
<b>Cemento</b>	597

*Nota:* Realizado por los autores.

#### ***4.2.3. Configuración y colocado del acero longitudinal***

Después de realizar una investigación bibliográfica exhaustiva, considerando que todas las normativas toman en cuenta la configuración del acero longitudinal, se van a considerar dos configuraciones de acero, con un área lo más similar posible, esto para poder comparar también los efectos que tiene distribuir, la misma cantidad de acero en un diferente número de barras, sobre la fisuración en las muestras. Por medio de la normativa ACI318-19 se propondrá un diseño inicial, sabiendo que, la luz libre es de 1000mm, las dimensiones máximas de la sección transversal son de 150mm x 100mm y la configuración de cargas, consta de dos puntuales cada una a 110mm desde el centro de la viga. Con los parámetros ya mencionados, es importante el correcto diseño para garantizar la falla dúctil del elemento.

#### ***4.2.4. Configuración y colocado del acero transversal***

Por medio del ACI318-19, se obtendrá la cantidad de acero transversal necesaria para soportar este esfuerzo y que la flexión sea el motivo de la falla del elemento. Una vez determinado el acero necesario, se proponen dos configuraciones más, es decir se varía la separación entre los estribos, con el fin de determinar cuál es la influencia de esto en la forma en la que las muestras se fisuran, cabe recalcar que todas las muestras tendrán suficiente acero para no fallar a corte durante el ensayo.

#### ***4.2.5. Preparación de la mezcla de hormigón***

La fundición de las vigas es uno de los procesos más cruciales para alcanzar los objetivos de la tesis, por lo tanto, se debe llevar a cabo un estricto control durante este proceso. Una vez completado el refuerzo de acero, es importante evitar que este se desplace y mantener las longitudes previstas. Además, se debe asegurar una mezcla y vertido uniforme del hormigón, así como una adecuada vibración y varillado para garantizar que no queden espacios vacíos dentro de la viga.

Con el fin de lograr un control adecuado de la resistencia del hormigón, se utilizó el cono de Abraham con un asentamiento de 75 mm para todas las vigas. Asimismo, se fundieron 2 cilindros por viga, cuyas dimensiones están estandarizadas según la norma ASTM C31. Estos cilindros fueron sometidos a ensayos en el laboratorio para verificar la resistencia de diseño después de 28 días de curado.

La revisión y análisis bibliográfico antes de la fase de diseño, construcción y ensayo es de vital importancia para determinar las variables desconocidas que llegaran a ser parte fundamental para el avance de la tesis, se revisaran investigaciones relacionados y demás documentos como tesis, artículos, libros, etc.

Muchos de los esfuerzos se centrarán en el estudio del Eurocódigo EC-2 y el ACI224, ya que estas normativas hablan de la fisuración por acción directa y, toman en cuenta, para el cálculo de fisuras, parámetros como, separación entre barras longitudinales, coeficientes “ $\beta$ ” que relacionan la distancia entre el eje neutro y el centroide del refuerzo, recubrimiento de las barras, tensiones de los aceros, áreas de acero efectivo y de hormigón a tracción, diámetros de las barras traccionadas, módulos de elasticidad de los materiales, entre otros. A pesar de considerar todas estas variables, ninguna toma en cuenta la distribución del acero transversal, es decir, la disposición de los estribos.

Una vez estudiadas a fondo las normativas mencionadas, se realizarán los cálculos pertinentes en una hoja de cálculo, de forma ordenada, clara y precisa, con la finalidad de obtener resultados en función a dos tipos de distribución de acero longitudinal, y lograr describir el comportamiento de la figuración según los códigos.

## **CAPÍTULO IV: RESULTADOS Y ANÁLISIS DE RESULTADOS.**

A continuación, se presentan los resultados obtenidos dentro de los modelos teóricos y prácticos, se exponen datos reales de cada proceso experimental a los que se logró llegar, los cuales van a ser analizados y determinar si la hipótesis planteada para esta investigación es o no correcta.

### **4.3. Modelos teóricos**

Para empezar con los resultados, los primeros datos obtenidos fueron los teóricos, las distribuciones de acero necesarias para llevar a nuestras vigas a una falla dúctil.

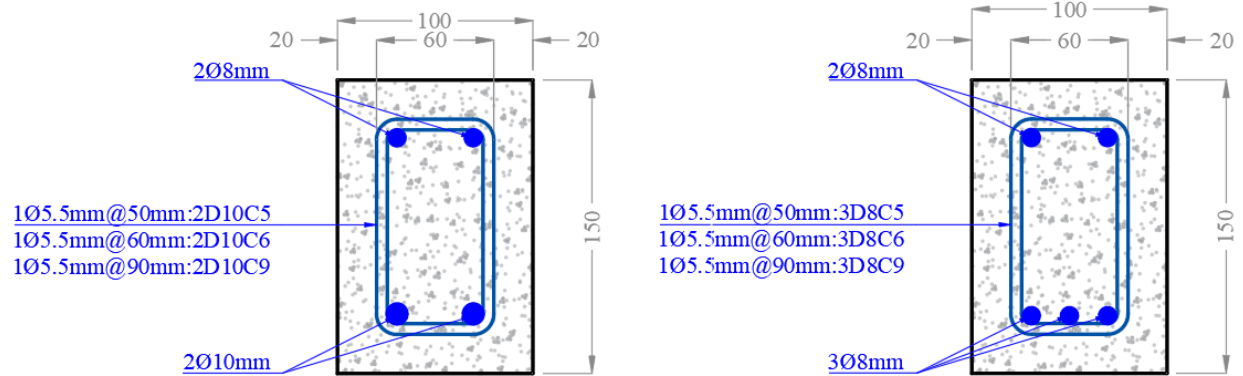
#### **4.3.1. Configuración del acero longitudinal**

En los anexos se muestran las hojas detalladas del cálculo realizado para obtener los siguientes datos.

La primera configuración consta de 3 varillas de diámetro 8 mm, con un área de 150.796 mm<sup>2</sup>, mientras que la segunda configuración consta de 2 varillas de diámetro 10 mm, con un área de 157.079 mm<sup>2</sup>, con una variación de área menor al 5%. Tanto el acero a compresión como los estribos son iguales para ambas configuraciones, compuestos por 2 varillas de 8 mm y estribos de 5.5 mm. En la figura 16 se muestran las secciones transversales antes descritas.

**Figura 16.**

*Configuraciones para el colocado de acero longitudinal en las vigas.*



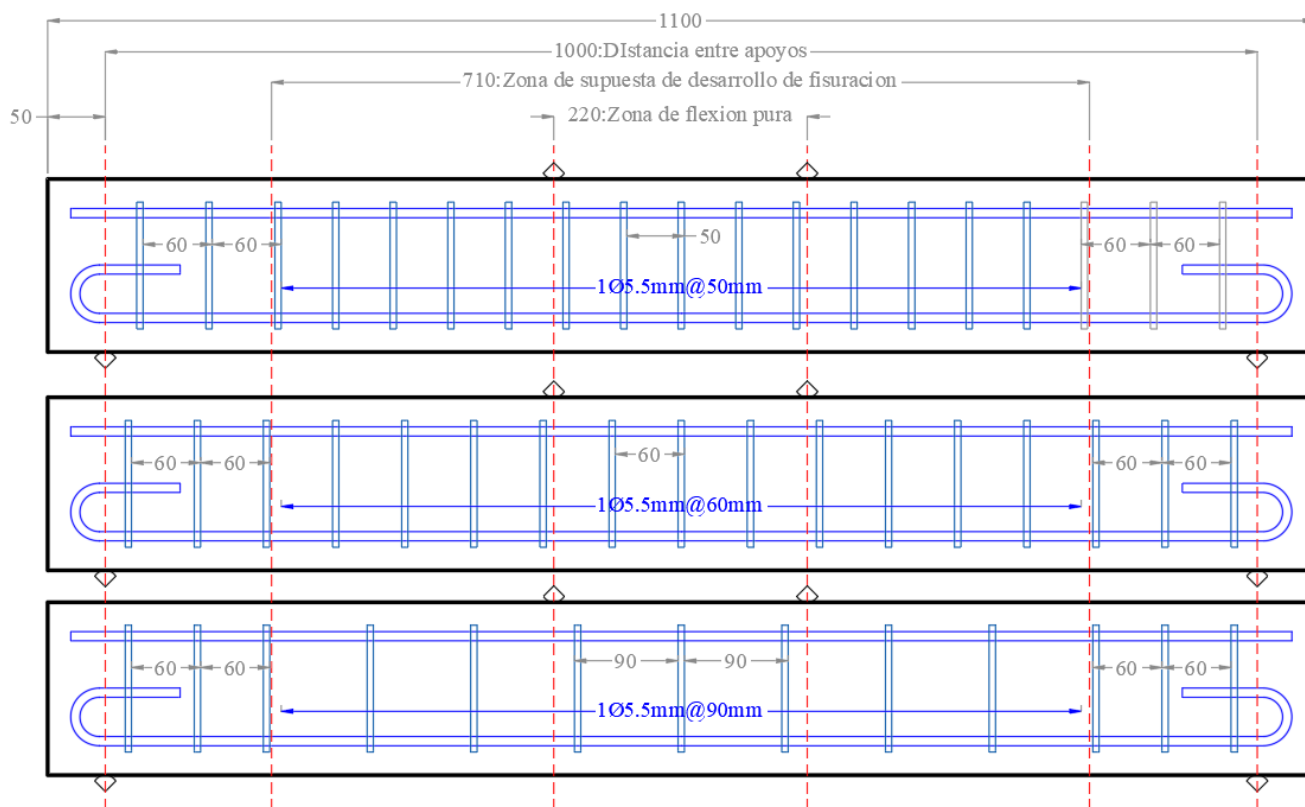
*Nota:* Realizado por los autores.

#### **4.3.2. Configuración del acero transversal**

Con base en el diseño realizado ante el esfuerzo cortante, se pudo concluir que la viga requiere por norma, acero transversal dispuesto cada 60mm a lo largo del elemento. Por esto, la viga de control será la que tenga esta configuración de acero transversal, a partir de ahí, sabiendo que a una distancia “d” de los apoyos el cortante es máximo, se conserva la separación mínima sugerida por la norma. Desde del apoyo hasta una distancia de 195mm, se colocaron estribos cada 60mm en todas las muestras, luego, se escogió una separación menor de 50mm y una mayor de 90mm respecto a la patrón, para comparar los efectos en la fisuración de los elementos al cambiar esta separación, estas separaciones se colocaron en los 710mm restantes de la viga. Es importante recordar que ninguna viga, a pesar de los cambios en la separación, va a fallar por cortante, ya que el cortante resistente provisto en todos los casos es mayor al cortante solicitante calculado. En la figura 17 se muestran la manera en la que se van a colocar los aceros transversales.

**Figura 17.**

*Configuraciones para el colocado de acero transversal en las vigas.*



*Nota:* Realizado por los autores.

En la tabla 6 se muestran los valores de cortante solicitante contra los resistentes.

**Tabla 6.**

*Comparativa entre cortante solicitante y resistente de las vigas.*

Separación estribos(mm)	3D8-5		3D8-6		3D8-9	
	Vu(kN)	Vn(kN)	Vu(kN)	Vn(kN)	Vu(kN)	Vn(kN)
60	16.066	40.081	16.066	40.081	16.532	51.448
50	16.066	48.097	16.066	48.097	16.532	59.464
90	16.066	36.963	16.066	36.963	16.532	38.088
Separación estribos(mm)	2D10-5		2D10-6		2D10-9	
	Vu(kN)	Vn(kN)	Vu(kN)	Vn(kN)	Vu(kN)	Vn(kN)
60	18.264	51.021	18.293	51.084	18.293	51.084
50	18.264	58.971	18.293	59.033	18.293	59.033
90	18.264	37.772	18.293	37.834	18.293	37.834

*Nota:* Realizado por los autores.

### 4.3.3. Tamaño y espaciamento entre fisuras

Para los modelos teóricos hemos tomado en cuenta como principales referencias a la norma ACI-224 y el código europeo EC-2 en su capítulo 11, ambos enfocados al control de fisuración en vigas. Por otro lado, algunos autores mencionaban que las ecuaciones propuestas por Frosch eran las más acertadas para predecir el ancho de fisura en vigas, por lo que se consideró interesante incluir dichas ecuaciones en la investigación. En las tablas 7 y 8 se muestran los valores de anchos y separación media de fisuras obtenidos con las indicaciones propuestas por las guías mencionadas.

**Tabla 7.**

*Ancho medio teórico de las vigas.*

VIGA	Ancho medio de fisura(mm)		
	ACI224	EC-2	FROSCH
3D8-5	0.132	0.151	0.08
3D8-6	0.132	0.151	0.08
3D8-9	0.131	0.152	0.08
2D10-5	0.272	0.18	0.151
2D10-6	0.271	0.18	0.151
2D10-9	0.271	0.18	0.151

*Nota:* Realizado por los autores.

**Tabla 8.**

*Separación media teórica de las muestras.*

VIGA	Separación Media(mm)			
	ACI224	EC-2	Promedio ACI224	Promedio EC-2
3D8-5	115,55	75,673		
3D8-6	115,55	75,673	108,305	75,941
3D8-9	93,816	76,476		
2D10-5	126,290	83,980		
2D10-6	124,900	84,035	125,363	84,017
2D10-9	124,900	84,035		

*Nota:* Realizado por los autores.

Los resultados de este apartado se van a comparar posteriormente con los resultados reales que se obtengan de los ensayos de las muestras físicas.

#### 4.4. Modelos físicos

Una vez se tienen los modelos teóricos, se proceden a realizar los físicos, para lo cual debemos caracterizar de la mejor manera los materiales a utilizar, y llevar procesos meticulosos para asegurar el correcto comportamiento de los elementos.

##### 4.4.1. Materiales

##### 4.4.1.1. Propiedades mecánicas del acero

En la tabla 9 se muestran los valores obtenidos de las principales propiedades de las barras de acero usadas en los modelos, en el caso de los límites de fluencia vemos que en el caso de los diámetros de 5.5mm y 8mm, no se acerca al valor de 420MPa dado por la ficha técnica del comerciante, mientras que la varilla de 10mm es la única que esta alrededor del valor indicado. La figura 18 muestra los diagramas de esfuerzo versus deformación unitaria obtenidos.

**Tabla 9.**

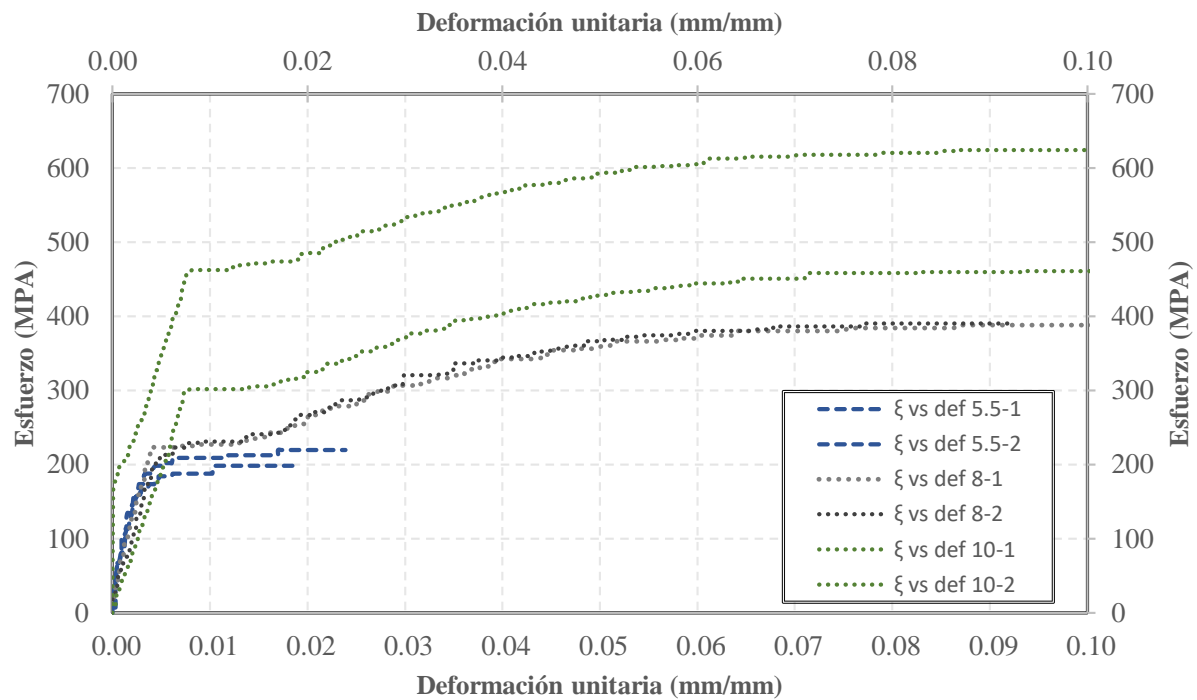
*Propiedades mecánicas obtenidas en los ensayos de las barras de acero*

Diámetro(mm)	5.5			8			10		
Muestra	M1	M2	Promedio	M1	M2	Promedio	M1	M2	Promedio
Fy(Mpa)	159.155	141.471	150.313	222.817	210.88	216.8485	301.758	462.186	381.972
Fu(Mpa)	198.06	219.28	208.67	387.941	389.93	388.9355	460.913	623.888	542.4005
$\xi_y$ (mm/mm)	0.002	0.002	0.002	0.00416	0.0057	0.00493	0.007	0.007	0.007

*Nota:* Realizado por los autores.

**Figura 18.**

*Diagramas esfuerzo-deformación obtenidos de los ensayos de las barras de acero.*



*Nota:* Realizado por los autores.

#### 4.4.1.2. Propiedades mecánicas del hormigón

Dentro de la tabla 10 se enlistan las principales propiedades obtenidas de los ensayos a las probetas de hormigón, donde se obtuvieron resultados favorables ya que las resistencias estuvieron sobre los valores mínimos planteados para conseguir una falla dúctil de las vigas. Y, la figura 19 muestra la gráfica de esfuerzo versus deformación de todas las muestras ensayadas.

**Tabla 10.**

*Resultados obtenidos de los ensayos sobre los testigos de hormigón.*

Muestra	F'c(Mpa)	Fr(Mpa)	$\xi_{cy}$ (mm/mm)	$\xi_{cr}$ (mm/mm)
1.1	22.55	2.94	0.0011	3.45E-05
1.2	26.576	3.2	0.001	0.000326
3.1	29.42	3.36	0.00098	0.000237
3.2	32.85	3.55	0.00096	0.000307
4.1	30.59	3.43	0.00098	0.000296

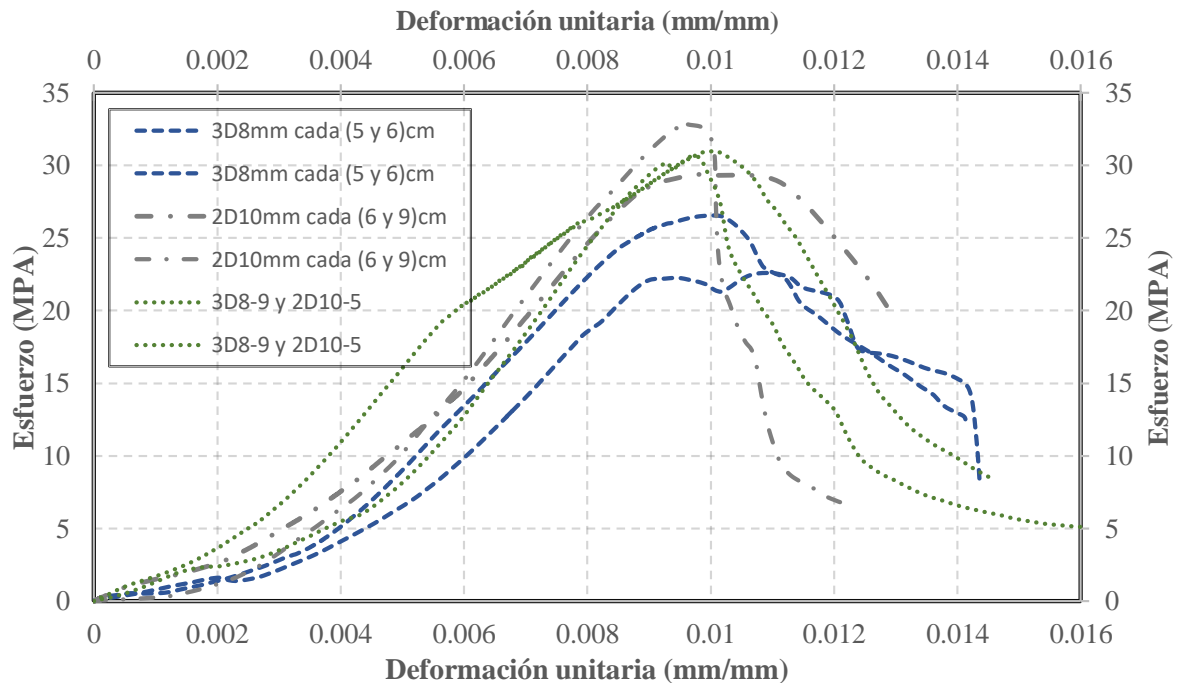
4.2                      30.98                      3.45                      0.001                      0.000192

---

*Nota:* Realizado por los autores.

**Figura 19.**

*Diagramas esfuerzo-deformación obtenidos de los ensayos de las probetas de hormigón.*



*Nota:* Realizado por los autores.

Para poder procesar los datos obtenidos de los ensayos, hay que tener en cuenta que las deformaciones obtenidas de la máquina, son las de la mesa de la prensa, por lo que serían una aproximación a las deformaciones reales de cada probeta. Se recomienda el uso de los aditamentos apropiados para futuros ensayos, se requiere colocar deformímetros en las probetas para que se logre tomar datos de deformación real sobre estas, considerando esto, hemos logrado graficar las curvas antes mostradas.

Luego de ensayar los testigos, se realizó un recálculo de las vigas con los datos reales hallados, para esto cabe mencionar que; las muestras 1.1 y 1.2, corresponden a las vigas 3D8-5 y 3D8-6, por lo que para estas se ha tomado un valor de  $f'_c = 25\text{MPa}$  en promedio, las

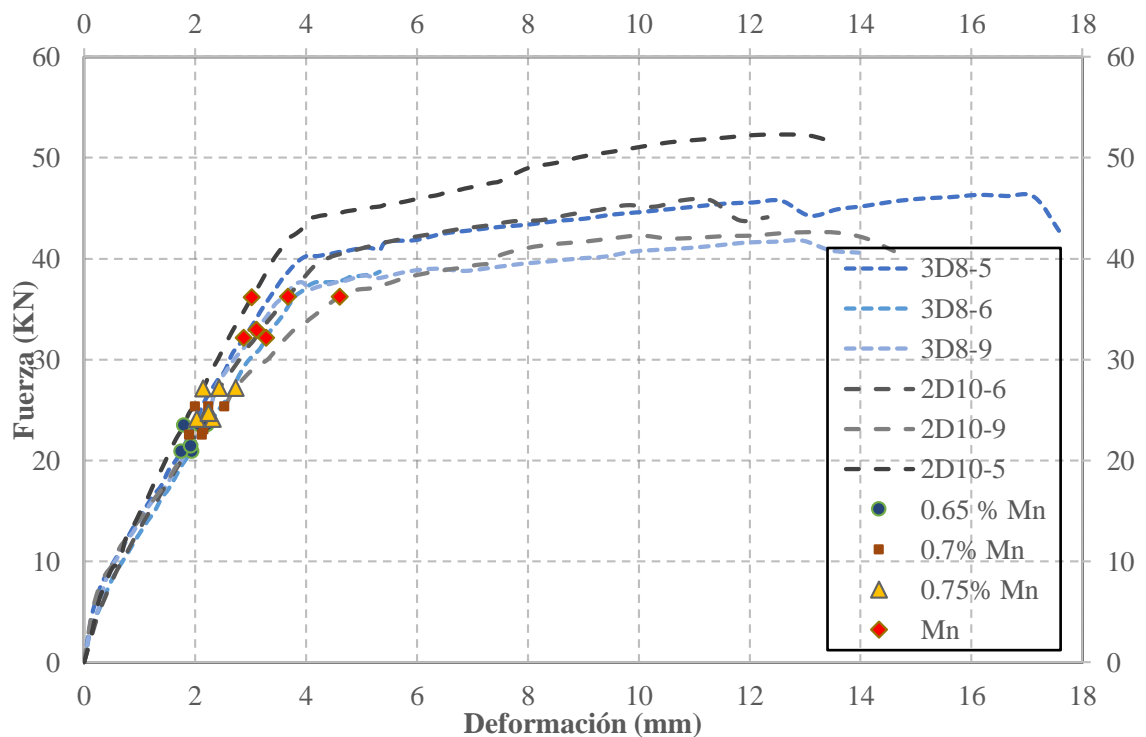
muestras 3.1 y 3.2, corresponden a las vigas 2D10-6 y 2D10-9, por lo que se ha tomado un valor de  $f'_c = 31\text{MPa}$  en promedio y, las muestras 4.1 y 4.2, corresponden a las vigas 2D10-5 y 3D8-9, por lo que se ha tomado un valor de  $f'_c = 30\text{MPa}$  en promedio.

#### 4.4.2. Comportamiento de las vigas.

Dentro de este apartado se describe el comportamiento que las muestras han tenido al ser ensayadas en la prensa, ante la carga progresiva, provocando un esfuerzo de flexión y llevándolas al fallo. Con ayuda de las lecturas del deformímetro colocado y las de carga, se pudo obtener el siguiente gráfico, la figura 20 muestra un diagrama de la flecha de cada viga versus la carga aplicada.

**Figura 20.**

*Diagramas fuerza-deformación obtenidos de los ensayos de las vigas de hormigón armado.*



*Nota:* Realizado por los autores.

**Tabla 11.***Puntos de análisis en el agrietamiento de la viga*








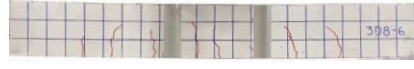
<b>Viga</b>	<b>3D8-6</b>		<b>3D8-5</b>		<b>3D8-9</b>	
<b>%Mn</b>	<b>Def(mm)</b>	<b>F(kN)</b>	<b>Def(mm)</b>	<b>F(kN)</b>	<b>Def(mm)</b>	<b>F(kN)</b>
<b>0.65</b>	1.942	20.91	1.751	20.91	1.926	21.42
<b>0.7</b>	2.127	22.52	1.893	22.52	2.156	23.07
<b>0.75</b>	2.325	24.13	2.034	24.13	2.248	24.71
<b>MN</b>	3.284	32.17	2.881	32.17	3.11	32.95
<b>Viga</b>	<b>2D10-6</b>		<b>2D10-5</b>		<b>2D10-9</b>	
<b>%Mn</b>	<b>Def(mm)</b>	<b>F(kN)</b>	<b>Def(mm)</b>	<b>F(kN)</b>	<b>Def(mm)</b>	<b>F(kN)</b>
<b>0.65</b>	2.083	23.54	1.798	23.51	2.227	23.54
<b>0.7</b>	2.248	25.35	2	25.32	2.532	25.35
<b>0.75</b>	2.438	27.16	2.149	27.12	2.73	27.16
<b>MN</b>	3.674	36.22	3.025	36.16	4.607	36.22

*Nota:* Realizado por los autores.

Para realizar la gráfica y para poder llevar un control de los patrones de fisuración de las muestras, se tomaron puntos dentro del diagrama de esfuerzo-deformación de las mismas, con base en algunos porcentajes del momento nominal de cada una de las vigas, de esta manera aseguramos estar en la misma posición sobre el diagrama con todas. A continuación, se muestran en las tablas 12, 13, 14, 15, 16 y 17 los valores considerados para el control de fisuración, así como la manera en las que las vigas se agrietan hasta alcanzar la carga que provoca el momento nominal.

**Tabla 12.***Detallado de patrones de fisuración del modelo físico 3D8-6.*





<b>Valor Respecto Al Momento Nominal</b>	<b>Abstracción De Modelo Físico</b>	<b>Fotograma Del Modelo Físico</b>	<b><math>\delta</math> (mm) P (kN)</b>
0.1Mn	S/F	S/F	0,104 3.22
0.15Mn	S/F	S/F	0,239 4.83
Mcr	S/F	S/F	0,396 6.88
0.5Mn	S/F	S/F	1,380 16.08
0.55Mn	S/F	S/F	1,579 17.69



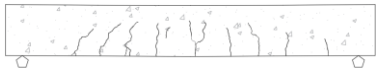

0.6Mn	S/F	S/F	1,743 19.30
0.65Mn			1,942 20.91
0.7Mn			2,127 22.52
0.75Mn			2,325 24.13
Mn			3,284 32.17

*Nota:* Realizado por los autores.

**Tabla 13.**

*Detallado de patrones de fisuración del modelo físico 3D8-5.*


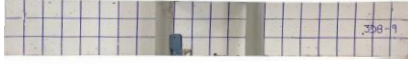



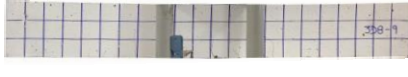

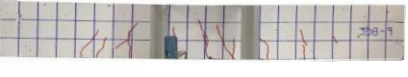
Valor Respecto Al Momento Nominal	Abstracción De Modelo Físico	Fotograma Del Modelo Físico	$\delta$ (mm) P (kN)
0.1Mn	S/F	S/F	0,071 3.22
0.15Mn	S/F	S/F	0,152 4.83
Mcr	S/F	S/F	0,255 6.88
0.5Mn	S/F	S/F	1,198 16.08
0.55Mn	S/F	S/F	1,409 17.69
0.6Mn	S/F	S/F	1,560 19.30
0.65Mn			1,751 20.91
0.7Mn			1,893 22.52

0.75Mn			2,034 24.13
Mn			2,881 32.17

*Nota:* Realizado por los autores.







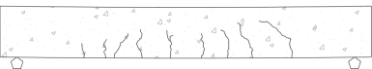

**Tabla 14.**

*Detallado de patrones de fisuración del modelo físico 3D8-9.*

Valor Respecto Al Momento Nominal	Abstracción De Modelo Físico	Fotograma Del Modelo Físico	$\delta$ (mm) P (kN)
0.1Mn	S/F	S/F	0,081 3.30
0.15Mn	S/F	S/F	0,228 4.94
Mcr	S/F	S/F	0,360 7.52
0.5Mn	S/F	S/F	1,329 16.48
0.55Mn	S/F	S/F	1,546 18.12
0.6Mn	S/F	S/F	1,732 19.77
0.65Mn			1,926 21.42
0.7Mn			2,156 23.07
0.75Mn			2,248 24.71
Mn			3.110 32.95

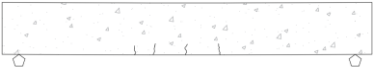



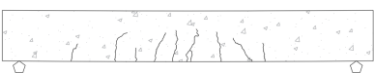

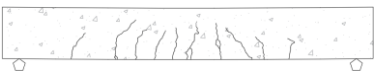

*Nota:* Realizado por los autores.

**Tabla 15.***Detallado de patrones de fisuración del modelo físico 2D10-6.*

Valor Respecto Al Momento Nominal	Abstracción De Modelo Físico	Fotograma Del Modelo Físico	$\delta$ (mm) P (kN)
0.1Mn	S/F	S/F	0,192 3.62
0.15Mn	S/F	S/F	0,305 5.43
Mcr	S/F	S/F	0,464 7.55
0.5Mn	S/F	S/F	1,547 18.11
0.55Mn	S/F	S/F	1,744 19.92
0.6Mn	S/F	S/F	1,922 21.73
0.65Mn			2,083 23.54
0.7Mn			2,248 25.35
0.75Mn			2,438 27.16
Mn			3,674 36.22

*Nota:* Realizado por los autores.**Tabla 16.***Detallado de patrones de fisuración del modelo físico 2D10-5.*



Valor Respecto Al Momento Nominal	Abstracción De Modelo Físico	Fotograma Del Modelo Físico	$\delta$ (mm) P (kN)
0.1Mn	S/F	S/F	0,165 3.62
0.15Mn	S/F	S/F	0,237 5.43
Mcr	S/F	S/F	0,365 7.53

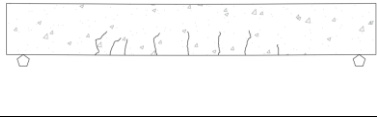

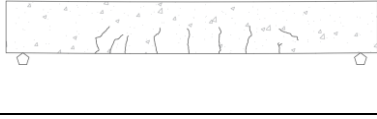



0.5Mn	S/F	S/F	1,293 18.08
0.55Mn	S/F	S/F	1,460 19.89
0.6Mn	S/F	S/F	1,618 21.70
0.65Mn			1,798 23.51
0.7Mn			2,000 25.32
0.75Mn			2,149 27.12
Mn			3,025 36.16

*Nota:* Realizado por los autores.

**Tabla 17.**

*Detallado de patrones de fisuración del modelo físico 2D10-9.*

Valor Respecto Al Momento Nominal	Abstracción De Modelo Físico	Fotograma Del Modelo Físico	$\delta$ (mm) P (kN)
0.1Mn	S/F	S/F	0,081 3.62
0.15Mn	S/F	S/F	0,170 5.43
Mcr	S/F	S/F	0,286 7.55
0.5Mn	S/F	S/F	1,518 18.11
0.55Mn	S/F	S/F	1,731 19.92
0.6Mn	S/F	S/F	1,978 21.73
0.65Mn			2,227 23.54

0.7Mn			2,532 25.35
0.75Mn			2,730 27.16
Mn			4.607 36.22

*Nota:* Realizado por los autores.

#### 4.4.3. Comportamiento de las fisuras

Para determinar los comportamientos que presentaron las fisuras en los ensayos realizados sobre los modelos físicos, hemos tomado medidas tanto del ancho de las fisuras al alcanzar el momento de servicio calculado del elemento, como de la separación de las fisuras que han aparecido al alcanzar el momento nominal.

**Tabla 18.**

*Separación media real obtenida al ensayar las vigas.*

Separación media (mm)					
2D10-5	2D10-6	2D10-9	3D8-5	3D8-6	3D8-9
132	65	70	71	77	43
59	26	45	89	121	105
55	81	44	78	70	162
56	85	94	116	58	87
44	92	95	105	65	75
100	76	90	82	110	101
91	74	80	63	142	111
37	116	98	119	94	
72					
<b>71.777778</b>	<b>76.875</b>	<b>77</b>	<b>90.375</b>	<b>92.125</b>	<b>97.714286</b>

*Nota:* Realizado por los autores.

En lo que se refiere a los anchos de fisuras, estas han alcanzado un máximo de 0.1mm en todas las muestras, siendo en algunas un poco menor, por lo que se confirma que la

ecuación propuesta por Frosch es la que más se acerca frente a las propuestas por la ACI224 y la EC-2. En cuanto a la separación media entre las fisuras, la tabla 18 muestra los valores obtenidos de las vigas ensayadas y la tabla 19 compara los valores de los modelos teóricos y prácticos.

**Tabla 19.**

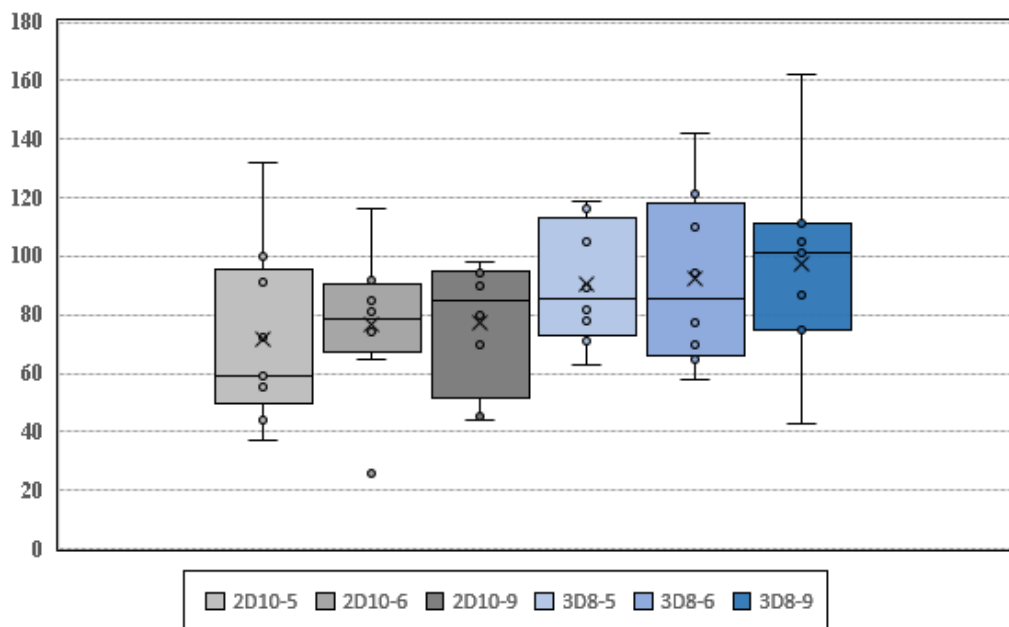
*Comparativa de separación media teórica y real.*

Comparación de separación media						
Vigas	2D10-5	2D10-6	2D10-9	3D8-5	3D8-6	3D8-9
Real	71.78	76.88	77	90.38	92.13	97.71
ACI224	126.29	124.9	124.9	115.55	115.55	93.82
EC-2	83.98	84.04	84.04	75.67	75.67	76.48

*Nota:* Realizado por los autores.

**Figura 21.**

*Dispersión de la separación de fisuras en cada viga*



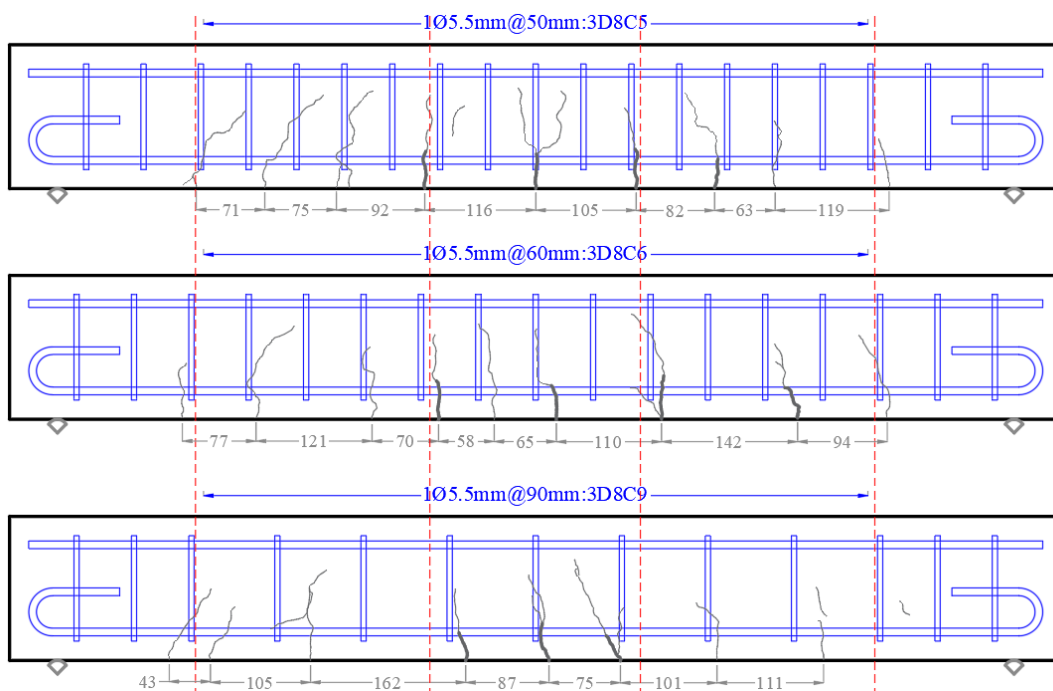
*Nota:* Realizado por los autores.

Con esta información tabulada, podemos verificar la influencia que ha tenido la manera en que han sido dispuestos los aceros dentro de las muestras, han mostrado tener un efecto directo no solo los aceros transversales sino también los longitudinales, mostrando un cambio en la manera en la que se distribuyen las fisuras a lo largo de las muestras.

La distribución de las fisuras, con respecto a la variación de acero transversal, se presenta de manera gráfica en las figuras 22 y 23.

**Figura 22.**

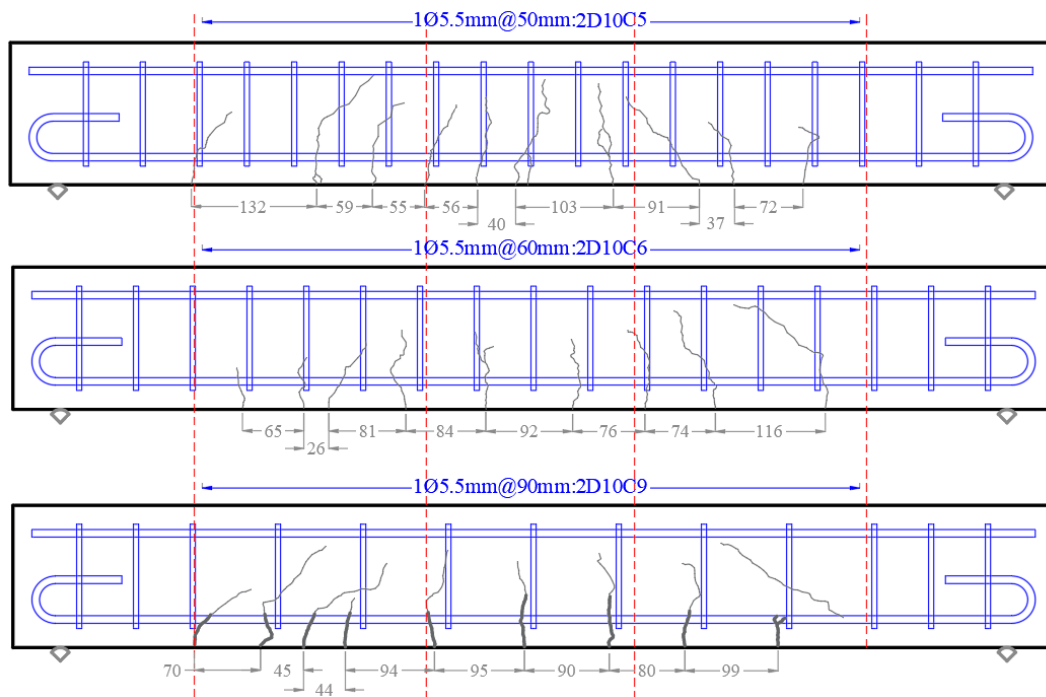
*Estado final fisurado del grupo 3D8 de vigas.*



*Nota:* Realizado por los autores.

**Figura 23.**

*Estado final fisurado del grupo 2D10 de vigas.*



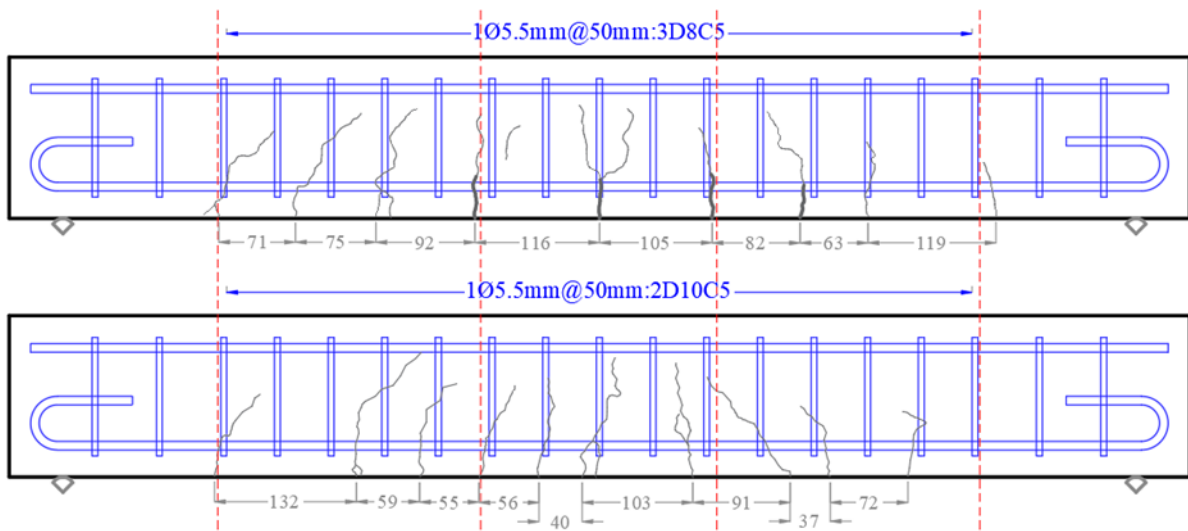
*Nota:* Realizado por los autores.

En las representaciones de las imágenes se pueden ver como varía el estado fisurado final de las vigas, en ambos casos de acero longitudinal se ve como, al colocar los estribos más cercanos, las fisuras tienen una distribución más uniforme en la parte central de las vigas. Sin embargo, al separar más los aceros, las fisuras aparecen de forma desordenada y más alejada del centro, siempre buscando agrietarse sobre la ubicación de los estribos. A pesar de que ninguna viga haya llegado a fallar por cortante, las vigas en las que mayor separación se consideró, presentaron fisuras a causa de este esfuerzo, es decir, las muestras tuvieron una mayor vulnerabilidad a corte, con grietas a 45° cerca de los apoyos.

En las figuras 24, 25 y 26 se puede observar las variaciones en los estados de fisuración con respecto a los aceros longitudinales.

**Figura 24.**

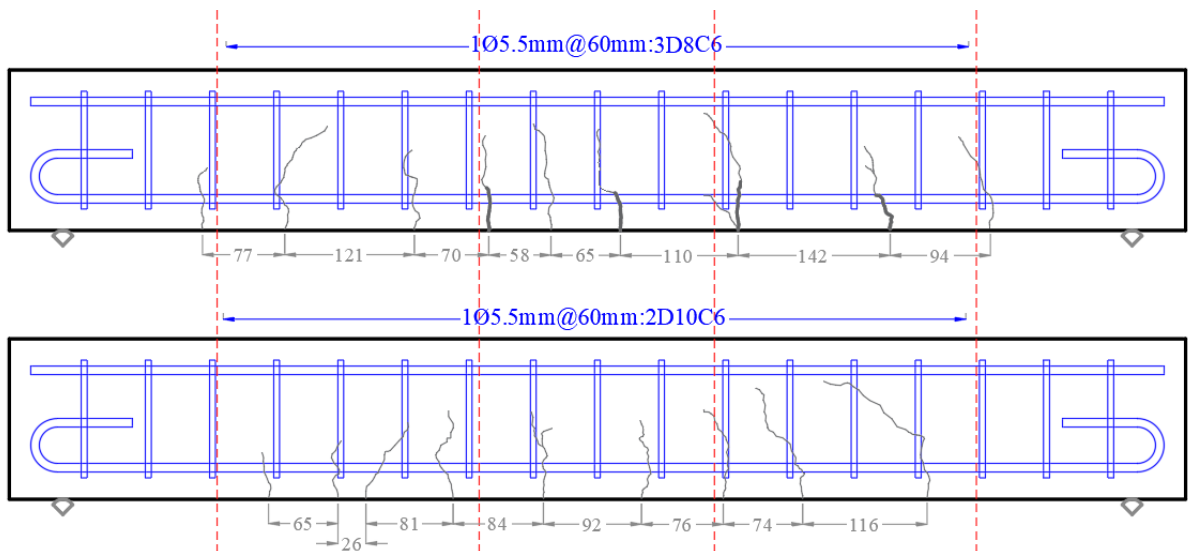
*Estado final fisurado del grupo C5 de vigas.*



*Nota:* Realizado por los autores.

**Figura 25.**

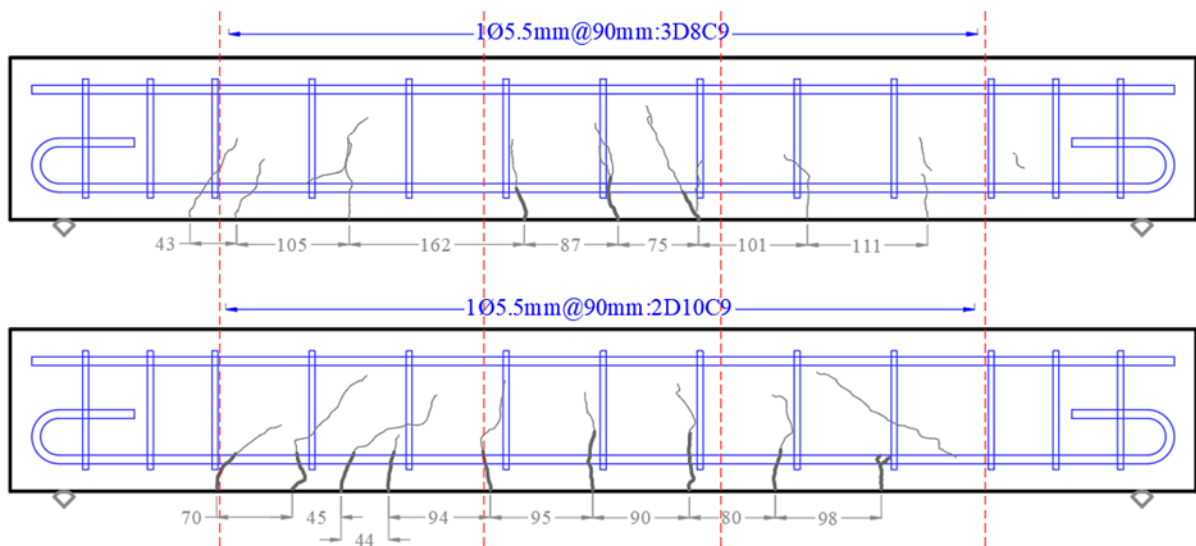
*Estado final fisurado del grupo C6 de vigas.*



*Nota:* Realizado por los autores.

**Figura 26.**

*Estado final fisurado del grupo C9 de vigas.*



*Nota:* Realizado por los autores.

Es evidente que existe influencia por parte de los aceros longitudinales, a pesar de no presentar una diferencia de área considerable en ambas configuraciones de acero. Los patrones de fisuración muestran el efecto de haber colocado un mayor número de barras. Se puede observar que, al colocar 3 barras, las fisuras se distribuyen a lo largo de una longitud mayor de la viga y estas muestran una menor influencia por corte. Por otro lado, aquellas con 2 barras, a pesar de concentrar el agrietamiento en una longitud menor a lo largo de la viga, demuestran que una mayor cantidad de fisuras tienden a inclinarse, lo que evidencia una mayor vulnerabilidad ante el cortante.

## CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Considerando las características de los materiales de la zona donde se realiza el estudio, según el ACI 211, se llevó a cabo el diseño del hormigón mediante el método de Fuller-Thompson. Además, se tomaron medidas correctivas en el cálculo recomendadas por el laboratorista, Ing. Marcos González, con el fin de conseguir los resultados esperados y las resistencias necesarias del concreto en los elementos. Las propiedades de los materiales usados fueron las especificadas por las casas comerciales.

Los modelos teóricos fueron la base sobre la cual se llevó a cabo la investigación; estos dieron lugar a la materialización de los modelos físicos, los cuales nos permitieron obtener resultados mediante la experimentación en el laboratorio. La ruptura de varias muestras a escala con propiedades previamente caracterizadas es un método efectivo para poder visualizar los comportamientos que se dan a gran escala en la construcción cotidianamente. En este caso, los elementos nos han mostrado que, para predecir el ancho de las fisuras en su estado de servicio ( $w_k=0.1\text{mm}$ ), es Frosch quien propone las ecuaciones más acertadas. Para las vigas 3D8, se obtuvo una variación del 20% ( $w_k=0.08\text{mm}$ ), mientras que para las vigas 2D10, la variación fue del 51% ( $w_k=0.151\text{mm}$ ). Las propuestas por la ACI 224 tienen una variación del 32% ( $w_k=0.132\text{mm}$ ) para las 3D8 y un 172% ( $w_k=0.272\text{mm}$ ) para las 2D10, mientras que las de la norma EC-2 tienen una variación del 51% ( $w_k=0.151\text{mm}$ ) para las 3D8 y un 80% ( $w_k=0.18\text{mm}$ ) para las 2D10. Por otro lado, al comparar la separación media entre fisuras reales con las obtenidas analíticamente, en el grupo de muestras 3D8, la ACI 224 varía un 17% y la EC-2 un 18%, y para el 2D10, la ACI 224 varía un 66% y la EC-2 un 12%; por lo que se concluye que, en este caso, la EC-2 es la que más se aproxima a los valores reales.

La fisuración de las vigas se vio afectada directamente al realizar cambios en las disposiciones de los aceros longitudinales y transversales. Si bien en los resultados teóricos obtenidos,  $S_{m\_3D8\_ACI}=108.305\text{mm}$ ,  $S_{m\_2D10\_ACI}=125.36\text{mm}$ ,  $S_{m\_3D8\_EC2}=75.94\text{mm}$ ,  $S_{m\_2D10\_EC2}=84.017\text{mm}$ , muestran que mientras más barras se coloquen, menor será la separación media, en la práctica ocurrió completamente lo contrario. Es decir, que al cambiar la cantidad de varillas longitudinales de 2 a 3, la separación media aumentó hasta en un 21% ( $S_{m\_3D8}=93.41\text{mm}$ ,  $S_{m\_2D10}=75.22\text{mm}$ ), a pesar de que el área de acero haya variado tan solo en un 4%. De igual manera, se puede observar que los estribos han tenido un efecto considerable, siendo la separación entre estos directamente proporcional a la separación media de las fisuras. En otras palabras, si aumentamos la distancia entre los aceros transversales, la distancia entre las grietas que se producen al cargar la viga también incrementará. Para las vigas 3D8, la variación es de un 7%, y para las vigas 2D10, esta variación llega al 8%.

Las variaciones en las propiedades del material, como la composición de la mezcla, las características de los materiales empleados y la absorción de agua, entre otros factores, agregan una dimensión estocástica que dificulta la predicción precisa de su comportamiento, incluso bajo condiciones de prueba idénticas en el laboratorio. Esto se pone de manifiesto en la aparición de fisuras en la sección de flexión pura de las vigas, donde se observa un comportamiento diferente en función de la configuración de refuerzo. En particular, en las vigas con 2 barras de acero de 10 mm (2D10), se evidencia una mayor cantidad de fisuras cuando la separación entre estribos es menor, mientras que en las vigas con 3 barras de acero de 8 mm (3D8), ocurre lo contrario, con menos fisuras cuando la separación entre estribos es menor. Estos resultados pueden deberse a las diferencias encontradas en los ensayos de

fluencia del acero, donde se constató que el acero de 10 mm es más resistente, alcanzando los 420 MPa, en comparación con el acero de 8 mm, que no alcanza esta resistencia (220 MPa) y podría provocar una mayor deformación y cambios en la distribución de las fisuras.

La naturaleza estocástica del comportamiento del hormigón conduce a una notable dispersión en los resultados relacionados con la mecánica de fractura. Sin embargo, en términos de capacidad mecánica los resultados se ajustan bastante bien a los modelos analíticos que se han revisado. En este contexto, esta investigación ha logrado capturar dicha incertidumbre en términos de medición de patrones de fisuración en modelos físicos. Por lo tanto, se recomienda dar continuidad a la investigación poniendo a prueba modelos numéricos como el modelo de daño plástico para capturar patrones de fisuración en vigas de hormigón armado.

## BIBLIOGRAFÍA

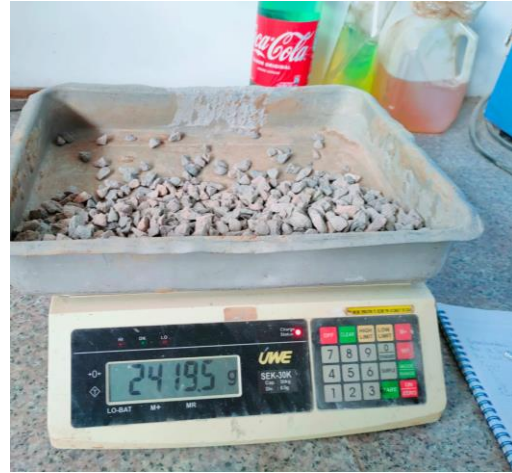
- ACI Committee 224. (2001). *Control of cracking in concrete structures*. American Concrete Institute.
- Adam, M. (1975). *Aspectos Del Hormigon*. Reverte.
- Bilbao, M. A., Cuenca, S. N., Plaza, E. I., & Bilbao, U. del P. V. H. U. E. U. de I. T. I. de. (2015). *Diseño de máquinas*. Escuela Universitaria de Ingeniería Técnica Industrial. <https://books.google.com.ec/books?id=BeLpvQEACAAJ>
- Cachumba Simba, O. & Tovar Zapata, J. (2018). *Estudio teórico experimental de vigas src rectangulares de hormigón reforzadas con perfil de acero tipo "i", sujetas a flexión*. [ESCUELA POLITECNICA NACIONAL]. <https://bibdigital.epn.edu.ec/bitstream/15000/19961/1/CD-9411.pdf>
- Committee 318, A. C. I. (2019). *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19): An ACI Standard ; Commentary on Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318R-19)*. American Concrete Institute. [https://books.google.com.ec/books?id=5O\\\_PxQEACAAJ](https://books.google.com.ec/books?id=5O\_PxQEACAAJ)
- Donini, H., & Orler, R. (2021). *Análisis de las patologías en las estructuras de Hormigón Armado: Causas, inspección, diagnostico, refuerzo y reparación*. Nobuko. <https://books.google.com.ec/books?id=blg5EAAAQBAJ>
- Encalada Jiménez, A. & Vera Quichimbo, J. (2023). *Calibración del modelo numérico de una viga de hormigón armado definida para falla dúctil*. Universidad Católica de Cuenca.
- Espín, A. & Jorquera Lucerga, J. (2021). *Cálculo de secciones y elementos de hormigón armado (estados límite últimos y estados límite de servicio)*. Universidad politécnica de Cartagena. <https://ocw.bib.upct.es/course/view.php?id=181&topic=3>

- Falcon Nestares, L. L. (2022). *Propiedades físicas y mecánicas del concreto hidráulico modificados con mucílago de huaraco en zonas altoandinas*, Huancayo, Junín 2021. *Universidad Continental*.  
<https://repositorio.continental.edu.pe/handle/20.500.12394/11791>
- Frosch, R. J. (2005). Another Look at Cracking and Crack Control in Reinforced Concrete. *318Reference*, 10(16).
- García Pérez, J. (2004). *Diseño de hormigones dirigido a la aplicación* [Tesina, UPC Universitat Politècnica de Catalunya]. <http://hdl.handle.net/2099.1/3327>
- Gervacio Jiménez, C. (2005). *Detallado de acero de refuerzo en estructuras de concreto* [UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO].  
[http://www.ptolomeo.unam.mx:8080/xmlui/bitstream/handle/132.248.52.100/13222/Tesis\\_Completa.pdf?sequence=1](http://www.ptolomeo.unam.mx:8080/xmlui/bitstream/handle/132.248.52.100/13222/Tesis_Completa.pdf?sequence=1)
- Giraldo Bolívar, O. (1987). *Guía práctica para el diseño de mezclas de hormigón*. 186.
- Guevara Fallas, G., Hidalgo Madrigal, C., Pizarro García, M., Rodríguez Valenciano, I., Rojas Vega, L. D., & Segura Guzmán, G. (2012). Efecto de la variación agua/cemento en el concreto. *Tecnología en Marcha*, 25(2), 80-86.
- Harmsen, T. E. (2019). *Diseño de estructuras de concreto armado*. Alpha Editorial.  
<https://books.google.com.ec/books?id=mFR5EAAAQBAJ>
- Hibbeler, R. C. (1989). *Mecánica para ingenieros: Dinámica*. Continental.  
<https://books.google.com.ec/books?id=eon9JwAACAAJ>
- Instituto Ecuatoriano de Normalización (INEN). (2011). *NTE INEN 2554: Hormigón de cemento hidráulico. Determinación de la resistencia a la flexión del hormigón. (Utilizando una viga simple con carga en los tercios)*.  
<http://archive.org/details/ec.nte.2554.2011>

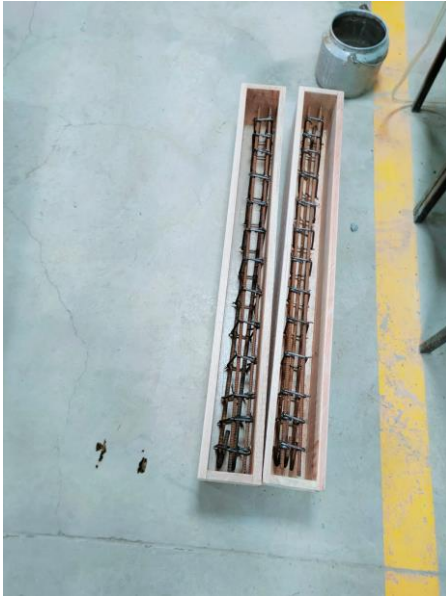
- McCormac, J. C., & Brown, R. H. (2017). *Diseño de concreto reforzado*. Alpha Editorial.  
<https://books.google.com.ec/books?id=jfR5EAAAQBAJ>
- Ministerio de Fomento, Ministerio de la Presidencia, Comisión Permanente del Hormigón, & Ministerio de Fomento. Secretaría General Técnica. (2008). *EHE-08: Instrucción de Hormigón Estructural: Con comentarios de los miembros de la Comisión Permanente del Hormigón*. Ministerio de Fomento, Secretaría General Técnica, Centro de Publicaciones. <https://books.google.com.ec/books?id=aUQoYAAACAAJ>
- Nilson, A. H., Darwin, D., L, L. E. Y., & QUIROGA, P. N. E. L. A. (2001). *Diseño de estructuras de concreto*. MCGRAW-HILL.  
<https://books.google.com.ec/books?id=zhKRAAAACAAJ>
- Park, R. (1983). *Estructuras de concreto reforzado*. Limusa.  
<https://books.google.com.ec/books?id=xN-eMwEACAAJ>
- Rodríguez Vázquez, C. (2013). *Patrones y mecanismos de fractura en los materiales compuestos de matriz polimérica reforzados con fibras* [UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN]. <http://eprints.uanl.mx/3689/1/1080256694.pdf>
- Rolleri, J. L. (2013). ¿Qué son los modelos físicos? *Valenciana*, 6(11), 271-288.
- Santana, H., & José, J. (2014). The approach of the ACI-318 for crack control: A vision from the Cuban reality. *Revista de la construcción*, 13(2), 15-21.  
<https://doi.org/10.4067/S0718-915X2014000200002>
- Instituto Ecuatoriano de Normalización (INEN). (2011). NTE INEN 2554: Hormigón de cemento hidráulico. Determinación de la resistencia a la flexión del hormigón. (Utilizando una viga simple con carga en los tercios).  
<http://archive.org/details/ec.nte.2554.2011>

## ANEXOS

Caracterización de los agregados y acero usados en la mezcla de hormigón.



## Realización de los modelos físicos (vigas)



**GRAVEDAD ESPECÍFICA DE LOS AGREGADOS (GRUESOS Y FINOS)**

**GRAVEDAD ESPECÍFICA DE LA GRAVA: MÉTODO VOLUMÉTRICO**

A=	767.5	g.	PESO DEL MATERIAL SUPERFICIALMENTE SECO Y SATURADO
B=	3311.5	g.	PESO DEL PICNOMETRO + AGUA + MUESTRA
C=	2847	g.	PESO DEL PICNOMETRO + AGUA
D=	741.5	g.	PESO DEL MATERIAL SECO
Gravedad Especifica Seca al Horno			2.447194719
Gravedad Especifica Saturada Superficiamente Seco			2.5330033
Gravedad Especifica Aparente			0.260449596
% De Absorción			3.506405934

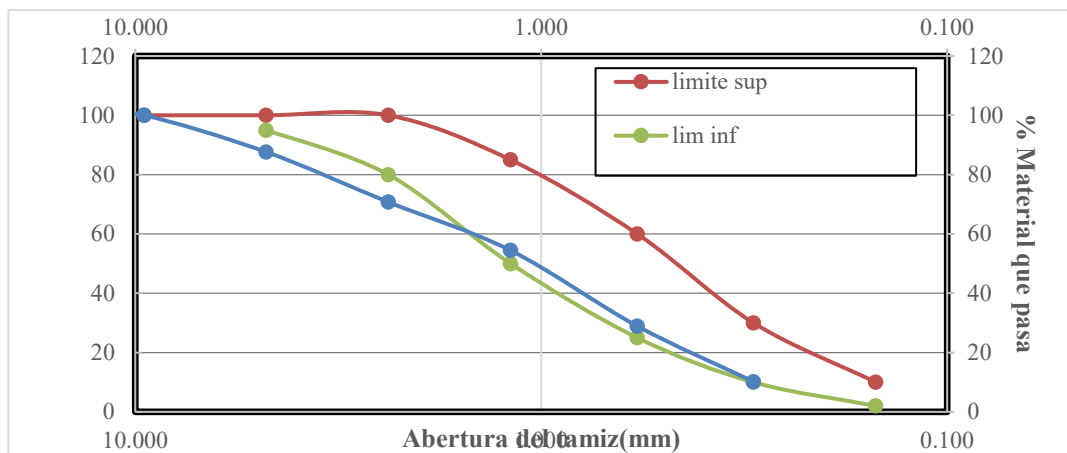
**GRAVEDAD ESPECÍFICA DE LA ARENA: MÉTODO GRAVIMÉTRICO**

**Material Pasante en el Tamiz No. 4**

A=	300	g.	PESO DEL MATERIAL SUPERFICIALMENTE SECO Y SATURADO
B=	3026	g.	PESO DEL PICNOMETRO + AGUA + MUESTRA
C=	2847	g.	PESO DEL PICNOMETRO + AGUA
D=	289.3	g.	PESO DEL MATERIAL SECO
Gravedad Especifica Seca al Horno			2.390909091
Gravedad Especifica Saturada Superficiamente Seco			2.479338843
Gravedad Especifica Aparente			0.101615736
% De Absorción			3.698582786

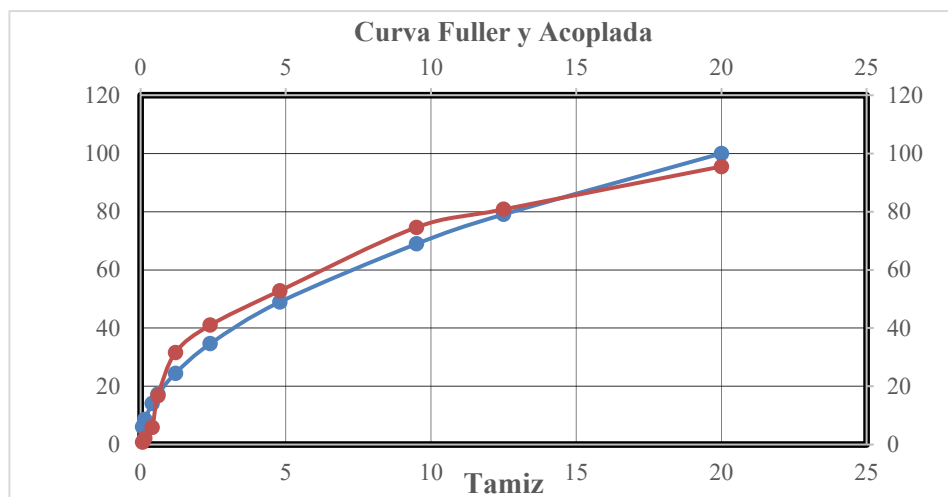
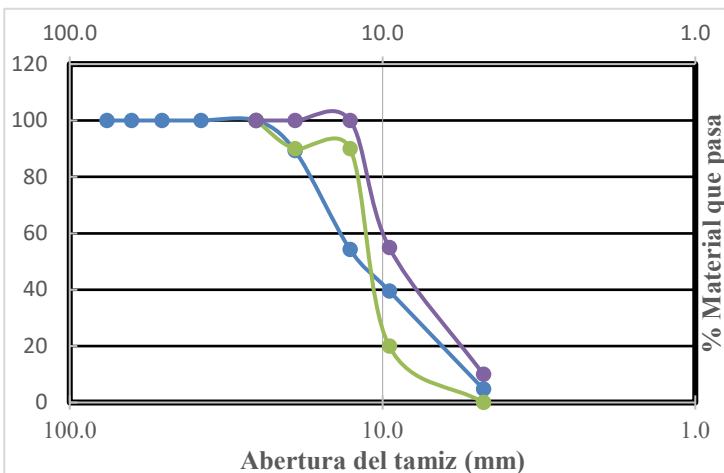
# GRANULOMETRÍA ARENA

Tamaño Numero de Tamiz	Estandar (mm- $\mu$ m)		Peso Retenido	Peso Ret.Acum	% Ret	% Pasa
1"	25.400	mm	0	0	0	100
3/4"	19.100	mm	0	0	0.00	100.00
1/2"	12.700	mm	0.00	0.00	0.00	100.00
3/8"	9.520	mm	0.00	0.00	0.00	100.00
N°4	4.760	mm	61.80	61.80	12.36	87.64
N°8	2.380	mm	84.50	146.30	29.26	70.74
N°16	1.190	mm	81.50	227.80	45.56	54.44
N°30	0.580	mm	127.60	355.40	71.08	28.92
N°50	0.300	mm	93.70	449.10	89.82	10.18
N°100	0.150	mm	32.80	481.90	96.38	3.62
N°200	0.075	mm	11.30	493.20	98.64	1.36
<b>FONDO</b>			5.30			
<b>tamiz</b>	<b>Limites superior</b>	<b>Limite inferior</b>	<b>PESO ANTES</b>	500	MGa	4.43
9.520	100		<b>PESO DESPUES</b>	454.4		
4.760	100	95				
2.380	100	80				
1.190	85	50	<b>Mod. Finura</b>	3.4446		
0.580	60	25				
0.300	30	10				
0.150	10	2				



# GRANULOMETRÍA GRAVA

Tamaño Numero de Tamiz	Estandar (mm- $\mu$ m)		Peso Retenido	Peso Ret.Acum	% Ret	% Pasa
3"	76.2	mm	0	0	0	100
2 1/2"	63.5	mm	0	0	0.00	100.00
2"	50.8	mm	0.00	0.00	0.00	100.00
1 1/2"	38.1	mm	0.00	0.00	0.00	100.00
1"	25.4	mm	0.00	0.00	0.00	100.00
3/4"	19.1	mm	1225.00	1225.00	10.71	89.29
1/2"	12.7	mm	4007.00	5232.00	45.75	54.25
3/8"	9.5	mm	1680.00	6912.00	60.44	39.56
N°4	4.8	mm	3976.00	10888.00	95.20	4.80
FONDO			532.50			
<b>tamiz</b>	<b>sup</b>	<b>inf</b>	<b>PESO ANTES</b>	11436.5	MGg	8.12
25.4	100	100				
19.1	100	90	<b>PESO DESPUÉS</b>	11420.5		
12.7	100	90				
9.5	55	20				
4.8	10	0				
<b>tamiz</b>	<b>Fuller</b>	<b>Fuller acoplada</b>				
20.000	100	95.50124601				
12.500	79.0569415	80.7857299				
9.500	68.9202438	74.61601014				
4.800	48.9897949	52.84554005				
2.400	34.6410162	41.0292				
1.200	24.4948974	31.5752				
0.600	17.3205081	16.7736				
0.400	14.1421356	5.9044				
0.150	8.66025404	2.0996				
0.075	6.12372436	0.7888				
MG	5.97650484	5.980806739				



## DISEÑO DE HORMIGÓN - FULLER

Propiedades del Cemento - Atenas

$$\gamma_{cem} := 3100 \frac{kgf}{m^3}$$

$$PUC_{suelto} := 1120 \frac{kgf}{m^3}$$

Propiedades de la Arena

$$\gamma_{are} := 2479 \frac{kgf}{m^3}$$

$$PUA_{suelto} := 1613 \frac{kgf}{m^3}$$

$$Ab_{are} := 3.69$$

Propiedades de la Grava

$$\gamma_{gra} := 2533 \frac{kgf}{m^3}$$

$$PUA_{suelto} := 1460 \frac{kgf}{m^3}$$

$$Ab_{grav} := 3.51$$

Propiedades del Aguas

$$\gamma_{H_2O} := 1000 \frac{kgf}{m^3}$$

Consistencia del Hormigón

Según la tabla 16 de la guía práctica de diseño de hormigones para este diseño se considera:

**TABLA 16.** Selección de la consistencia del hormigón según la compactación.

Tipo Compactación	Consistencia	Utilización
Picado con barra	Blanda y fluída	Bombeo y hormigón fuertemente armado
Vibrocompactación	Seca	Prefabricados, estructuras masivas
Vibración normal	Plástica	Hormigón normal

Tipo de compactación: Vibración normal.

Consistencia: Blanda.

Utilización: Hormigón normal

Asentamiento en el cono de Abrams

Tipo de consistencia del hormigón	Asentamiento en el cono de Abrams
(1)	(cm)
Muy seca	0
Seca	0
Semiseca	1
Plástica	2 - 4
Blanda	5 - 9
Flúida	10 - 15
Líquida	> 15

$A_{sen} := 7.5 \text{ mm} = 7.5 \text{ mm}$

Tamaño máximo del agregado

Se considera como tamaño máximo al tamiz de mayor abertura que retiene al menos el 15% del peso total del agregado, es igual a método de la ACI

$TMA := 19 \text{ mm}$

Cantidad de agua en la mezcla

Se considera la cantidad de agua por metro cúbico de hormigón.

TABLA 18. Cantidad de agua en Kgf por metro cúbico de hormigón.

Tamaño Máximo del Agregado mm (pulg)	Agua en Kgf para diferentes agregados	
	Agregado Redondeado Kgf	Agregado Triturado Kgf
12,7 (1/2")	199	214
19,1 (3/4")	184	199
25,4 (1")	178	193
38,1 (3/2")	166	181
50,8 (2")	157	172
76,2 (3")	148	163
152,4 (6")	131	145

$H_2O := 199 \text{ kgf}$

TABLA 19. Corrección de Tabla 18.

Cambio en las condiciones de la Tabla 16	Modificación en la cantidad de agua
Por cada 25mm de aumento o disminución en el asentamiento	± 3%*
Arenas trituradas	+ 6,8%
Hormigones poco trabajables	- 3,6%

\* El signo + indica aumento y el - disminución, del contenido de agua en la mezcla.

$$H_2O := 199 \text{ kgf} \cdot 1.05 = 208.95 \text{ kgf}$$

Factor de resistencia

$$f'c := 240 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Para el cálculo del  $f'cr$ : (Tabla 4)

- Si  $f'c \leq 210 \text{ Kgf/cm}^2$   $f'cr = f'c + 70 \text{ Kgf/cm}^2$

- Si  $210 \text{ Kgf/cm}^2 < f'c \leq 350 \text{ Kgf/cm}^2$   $f'cr = f'c + 85 \text{ Kgf/cm}^2$

- Si  $f'c > 350 \text{ Kgf/cm}^2$   $f'cr = f'c + 100 \text{ Kgf/cm}^2$

$$f'cr := f'c + 85 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 325 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Relación aguas - cemento A/C

Relación por durabilidad

TABLA 6. Relaciones A/C máximo por durabilidad. Ref. (1)

Tipo de Estructura	Continua o frecuentemente húmeda, sometida a hielo-deshielo <sup>2</sup>	Exposición a sulfatos o al agua de mar
Secciones delgadas <sup>1</sup>	0,45	0,40 <sup>3</sup>
Otras Estructuras	0,50	0,45 <sup>3</sup>

$$AC_1 := 0.45$$

Relación por resistencia

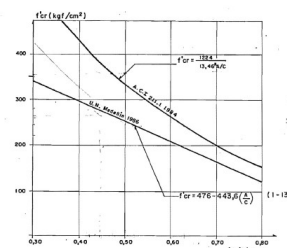


FIGURA 14. Relación entre  $f'cr$  y (A/C). Vibración normal. Mezclas sin adiciones.

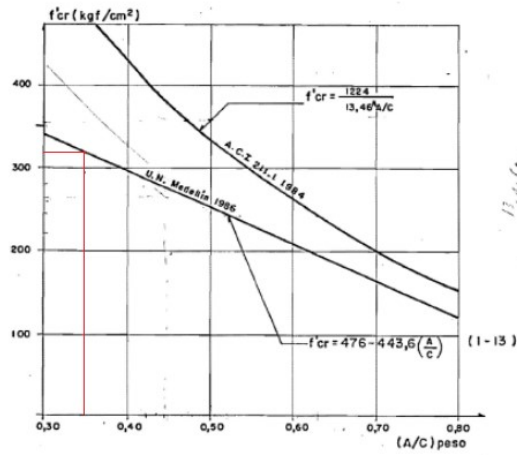


FIGURA 14. Relación entre  $f'_{cr}$  y  $(A/C)$ . Vibración normal. Mezclas sin adiciones.

$$AC_2 := 0.35$$

Según la ACI se toma el menor valor de la relación aguas / cemento

$$AC := \min(AC_1, AC_2) = 0.35$$

Contenido de cemento por metro cúbico

$$C := \frac{H_2O}{AC} = 597 \text{ kgf}$$

Proporciones de los agregados, método gráfico

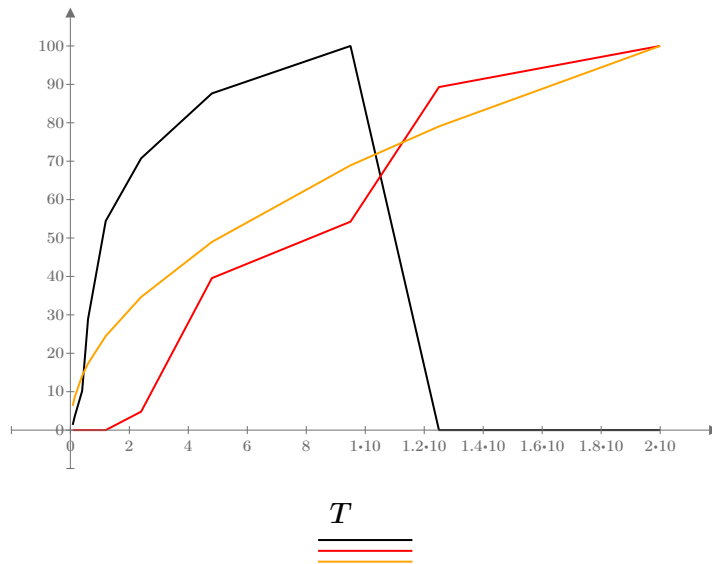
$$F := \begin{bmatrix} 100 \\ 81 \\ 71 \\ 50 \\ 35 \\ 25 \\ 18 \\ 12.5 \\ 8.8 \\ 0 \end{bmatrix}$$

$$T := \begin{bmatrix} 20 \\ 12.5 \\ 9.5 \\ 4.8 \\ 2.4 \\ 1.2 \\ 0.6 \\ 0.4 \\ 0.15 \\ 0.08 \end{bmatrix}$$

$$A := \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 100 \\ 87.64 \\ 70.74 \\ 54.44 \\ 28.92 \\ 10.18 \\ 3.62 \\ 1.36 \end{bmatrix}$$

$$G := \begin{bmatrix} 100 \\ 89.29 \\ 54.25 \\ 39.56 \\ 4.8 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

$$F_u := \begin{bmatrix} 100 \\ 79.056 \\ 68.9202 \\ 48.98 \\ 34.64 \\ 24.49 \\ 17.32 \\ 14.14 \\ 8.66 \\ 6.32 \end{bmatrix}$$



ECUACIONES para dos áridos:

$$a + G = 100$$

$$MG_a \cdot a + MG_g \cdot G = MG_{fu} (a + G)$$

$$MG_a := 4.43 \quad MG_g := 8.12 \quad MG_{fu} := 5.98$$

$$Por_a + Por_g = 100$$

$$MG_a \cdot Por_a + MG_g \cdot Por_g = MG_{fu} \cdot (Por_a + Por_g)$$

resolviendo el sistema de ecuaciones

$$porAre := 42$$

$$porGrava := 100 - porAre = 58$$

Volumen por metro cúbico

$$VT := 1 \text{ m}^3$$

$$Vol_{cem} := \frac{C}{\gamma_{cem}} = 0.193 \text{ m}^3$$

$$Vol_{H2O} := \frac{H2O}{\gamma_{H2O}} = 0.209 \text{ m}^3$$

$$VT_{aridos} := VT - Vol_{cem} - Vol_{H2O} = 0.598 \text{ m}^3$$

$$V_{arena} := VT_{aridos} \cdot \frac{porAre}{100} = 0.251 \text{ m}^3$$

$$V_{grava} := VT_{aridos} \cdot \frac{porGrava}{100} = 0.347 \text{ m}^3$$

$$VT - Vol_{cem} - Vol_{H2O} - V_{arena} - V_{grava} = (5.551 \cdot 10^{-17}) \text{ m}^3$$

Pesos por metro cúbico en kg

$$Pe_A := \gamma_{are} \cdot V_{arena} = 623.114 \text{ kgf}$$

$$Pe_G := \gamma_{gra} \cdot V_{grava} = 879.235 \text{ kgf}$$

$$Pe_{agua} := H_2O = 208.95 \text{ kgf}$$

$$Pe_{cemento} := C = 597 \text{ kgf}$$

$$Pe_A + Pe_G + Pe_{agua} + Pe_{cemento} = 2308.3 \text{ kgf}$$

Pesos para cono de Abrams en kg

$$Cili := 10 \text{ L} = 0.01 \text{ m}^3$$

$$A_7 := \frac{Pe_A \cdot Cili}{VT} = 6.231 \text{ kgf}$$

$$G_7 := \frac{Pe_G \cdot Cili}{VT} = 8.792 \text{ kgf}$$

$$H_2O_7 := \frac{Pe_{agua} \cdot Cili}{VT} = 2.09 \text{ kgf}$$

$$Ce_7 := \frac{Pe_{cemento} \cdot Cili}{VT} = 5.97 \text{ kgf}$$

$$PT := A_7 + G_7 + H_2O_7 + Ce_7 = 23.083 \text{ kgf}$$

Pesos para todos en kg

$$Vi := (2 \cdot (0.1 \text{ m} \cdot 0.15 \text{ m} \cdot 1.1 \text{ m})) \cdot 1.15 = 0.038 \text{ m}^3$$

$$VV := (Vi + V_C + Cili) \cdot 1.05 = 0.055 \text{ m}^3$$

$$A := \frac{Pe_A \cdot VV}{VT} = 34.327 \text{ kgf}$$

$$G := \frac{Pe_G \cdot VV}{VT} = 48.436 \text{ kgf}$$

$$PT := A + G + H_2O + Ce = 127.163 \text{ kgf}$$

aumentamos un 15% por desperdicio

$$V_C := \left( \frac{\pi \cdot (0.1 \text{ m})^2}{4} \cdot 0.25 \text{ m} \cdot 2 \right) \cdot 1.15 = 0.005 \text{ m}^3$$

$$H_2O := \frac{Pe_{agua} \cdot VV}{VT} = 11.511 \text{ kgf}$$

$$Ce := \frac{Pe_{cemento} \cdot VV}{VT} = 32.888 \text{ kgf}$$

## Corrección de humedad

### GRAVA

$$HG := 1\%$$

$$WH_G := G \cdot \left(1 + \frac{HG}{100}\right) = 48.441 \text{ kgf}$$

$$Agua_G := \frac{(HG - Ab_{grav}) \cdot WH_G}{100} = -1.695 \text{ kgf}$$

### ARENA

$$HA := 4.69\%$$

$$WH_A := A \cdot \left(1 + \frac{HA}{100}\right) = 34.343 \text{ kgf}$$

$$Agua_A := \frac{(HA - Ab_{are}) \cdot WH_A}{100} = -1.251 \text{ kgf}$$

### Agua Efectiva

$$A_{efe} := H_2O - (-Agua_G - Agua_A) = 8.564 \text{ kgf}$$

### RESUMEN

$$\boxed{A} := WH_A = 34.343 \text{ kgf}$$

$$V_A := \frac{A}{\gamma_{are}} = 0.014 \text{ m}^3$$

$$\boxed{G} := WH_G = 48.441 \text{ kgf}$$

$$V_G := \frac{G}{\gamma_{gra}} = 0.019 \text{ m}^3$$

$$\boxed{H_2O} := A_{efe} = 8.564 \text{ kgf}$$

$$\boxed{Ce} := \frac{P_{cemento} \cdot VV}{VT} = 32.888 \text{ kgf}$$

$$\boxed{PT} := A + G + H_2O + Ce = 124.237 \text{ kgf}$$



$$s_{max} := \min \left( 380 \cdot \left( \frac{280}{\frac{2}{3} \cdot fy} \right) - 2.5 \cdot rec, 300 \cdot \left( \frac{280}{\frac{2}{3} \cdot fy} \right) \right) = 323.077 \quad \text{mm} \quad \text{ACI 318-19 24.3.2}$$

$$A_{s_{min}} := \frac{1.4}{fy} \cdot b \cdot d = 43.256 \quad \text{mm}^2$$

### Cuantías máximas y mínimas

Se debe suponer una falla dúctil controlada por tracción por tanto: T=C

Pra garantizar la fluencia del acero se toma un valor de deformacion unitaria del acero de 0.005.

### Cuantía máxima del acero.

$$c_{max} := \frac{\epsilon_{cmax}}{\epsilon_{cmax} + \epsilon_{ty}} \cdot d = 45.188 \quad \text{ACI 318-19 9.3.3.1}$$

$$a_{max} := c_{max} \cdot \theta_1 = 38.409$$

$$\rho_{max} := 0.85 \cdot \theta_1 \cdot \frac{f'c}{fy} \cdot \frac{c_{max}}{d} = 0.017$$

$$A_{s_{max}} := \rho_{max} \cdot b \cdot d = 209.282 \quad \text{mm}^2$$

As max

$$c_1 := d \cdot \frac{0.003}{0.008} = 45.188 \quad \text{mm} \quad a_1 := 0.85 \cdot c_1 = 38.409 \quad \text{mm}$$

$$A_{s_{max}} := \frac{0.85 \cdot f'c \cdot a_1 \cdot b}{fy} = 209.282 \quad \text{mm}^2$$

### Cuantía mínima del acero.

$$\rho_{min1} := 0.25 \cdot \frac{\sqrt{f'c}}{fy} = 0.003 \quad \text{ACI 318-19 9.6.1.2 a}$$

$$\rho_{min2} := \frac{1.4}{fy} = 0.004$$

$$\rho_{min} := \max(\rho_{min2}, \rho_{min1}) = 0.004 \quad \text{ACI 318-19 9.6.1.2 b}$$

$$A_{s_{min}} := \rho_{min} \cdot b \cdot d = 43.256 \quad \text{mm}^2$$

## Acero colocado.

$$A_{s_{col}} := 150.796 \text{ mm}^2 \quad 3 \phi 8\text{mm}$$

$$\rho_w := \frac{A_{s_{col}}}{b \cdot d} = 0.013$$

$$a_2 := \frac{f_y \cdot A_{s_{col}}}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = 27.676 \quad c_2 := \frac{a_2}{0.85} = 32.559$$

$$Mn_1 := \frac{f_y \cdot A_{s_{col}} \cdot \left(d - \frac{a_2}{2}\right)}{1000000} = 6.273 \text{ KN*m}$$

$$\xi_{s1} := \frac{0.003 \cdot (d - c_2)}{c_2} = 0.008 \text{ El acero a tensión fluye}$$

## Diseno Sección Doblemente Armada

Acero colocado a compresion cumple ya que se encuentra entre  $A_{s_{min}}$  y  $A_{s_{max}}$

$$A's = 2 \phi 8\text{mm} = 100.531$$

$$A's_{col} := 100.531 \text{ mm}^2$$

$$d' := rec + \phi_e + \frac{8}{2} = 29.5 \text{ mm} \quad c_3 := \frac{a_3}{0.85}$$

Por relación de triángulos se sabe que:

$$T = A's \cdot f_y \quad C_H = 0.85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \quad C_A = A's \cdot f_s$$

$$T = C$$

$$A's \cdot f_y = 0.85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b - A's \cdot f_s$$

$$\xi_{s2} := \frac{0.003 \cdot (c_3 - d')}{c_3}$$

$$F_s := E_s \cdot \xi_{s2}$$

$$a := f_y \cdot A_{s_{col}} - 0.85 \cdot f'_c \cdot a_3 \cdot b - A's_{col} \cdot F_s \xrightarrow{\text{solve}, a_3} \begin{bmatrix} -27.036041930975552422 \\ 26.3263195780343759514 \end{bmatrix}$$

$$a_3 := 26.3263195780343759514 \text{ mm}$$

$$c_3 := \frac{a_3}{0.85} = 30.972$$

Se comprueba el estado de fluencia de los aceros.

$$\xi_{s2} := \frac{0.003 \cdot (c_3 - d')}{c_3} = 1.426 \cdot 10^{-4} \quad \text{El acero a compresion no fluye}$$

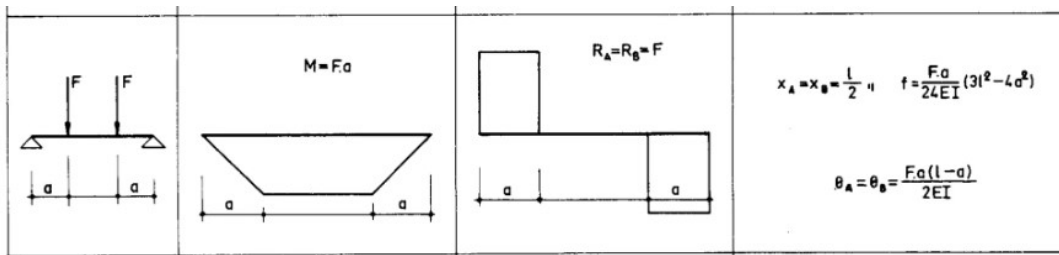
$$F_{s1} := E_s \cdot \xi_{s2} = 28.519$$

$$\xi_{s1} := \frac{0.003 \cdot (d - c_3)}{c_3} = 0.009 \quad \text{El acero a tension fluye por lo tanto es una falla controlada por tracción}$$

### Cálculo del momento resistente

Se calcula el momento nominal de la seccion doblemente armada y la cara puntual para la configuración de cargas de la viga

$$Mn_2 := \frac{0.85 \cdot f'c \cdot a_3 \cdot b \cdot \left(d - \frac{a_3}{2}\right) + (A' s_{col} \cdot F_{s1}) \cdot (d - d')}{1000000} = 6.266 \quad \text{KN*m}$$



$$P := \frac{Mn_2}{\left(\frac{1 - 0.22}{2}\right)} = 16.066 \quad \text{kN}$$

### Diseño a cortante de la sección.

$$\phi v := 8 \quad \text{mm} \quad L_n := 1000 \quad \text{mm}$$

$$\phi e := 5.5 \quad \text{mm}$$

$$Nvd := 3$$

Geometría de gancho estándar para el desarrollo de barras conrrugadas a tracción

Diametro interior min  
doblado

$$Diam := 6 \cdot \phi v = 48 \quad \text{mm}$$

Extension recta

$$L_{ext} := 12 \phi v = 96 \quad \text{mm}$$

$$\phi_c := 1$$

ACI 318-19 21.2.1

**CORTANTE (60mm)**

Comprobar:

$$\sqrt{f'c} = 5 \quad \text{menor a } 8.31 \text{Mpa} \quad \text{ACI 318-19 22.5.3.1}$$

$$Nu := 0$$

$$Ag := b \cdot h = 1.5 \cdot 10^4 \quad \text{mm}^2$$

$$\frac{Nu}{6 Ag} = 0 \quad \text{menor que} \quad 0.003 \cdot f'c = 0.075$$

**Valores de Vc y Vs  
maximos**

ACI 318-19 22.5.5.1.1 / ACI 318-19 22.5.5.1.2

$$V_{c_{max}} := \frac{0.42 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d}{1000} = 25.305$$

$$V_{s_{max}} := \frac{0.66 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d}{1000} = 39.765$$

**Valores de Av/s minimos**

ACI 318-19 9.6.3.4

**Separaciones maximas**

ACI 318-19 9.7.6.2.3

$$V_{ud_{max}} := 15.98 \quad \text{cond} := \frac{0.33 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d}{1000} = 19.883$$

$$Sep := \left\| \begin{array}{l} \text{if } V_{ud_{max}} \leq \text{cond} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"Menor entre (d/2 ; 600mm)"} \\ \text{else} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"Menor entre (d/4 ; 300mm)"} \end{array} \right\| \end{array} \right\| \end{array} \right\| = \text{"Menor entre (d/2 ; 600mm)"}\end{array}$$

$$s_{asum} := 60 \quad \text{mm} \quad \frac{d}{2} = 60.25$$

$$A_{v_{max}} := \frac{0.66 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b}{f_y} = 0.846 \quad \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

$$A_{v_{min1}} := \frac{0.062 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b}{f_y} = 0.079 \quad \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

$$A_{v_{min2}} := \frac{0.35 \cdot b}{f_y} = 0.09 \quad \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

$$A_{v_{min}} := \max(A_{v_{min1}}, A_{v_{min2}}) = 0.09 \quad \frac{mm^2}{mm}$$

$$A_{v_{min}} := A_{v_{min}} \cdot s_{asum} = 5.385 \quad mm^2$$

$$A_{v_{col}} := 47.517 \quad mm^2 \quad 2 \phi 5.5mm \quad \frac{\pi \cdot 5.5^2}{4} \cdot 2 = 47.517$$

$$A_{v_{scol}} := \frac{A_{v_{col}}}{s_{asum}} = 0.792$$

$$V_{scol} := \frac{A_{v_{scol}} \cdot f_y \cdot d}{1000} = 37.218 \quad kN$$

### Cálculo de Vc

$$V_c := \frac{\left(0.17 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6 A_g}\right) \cdot b \cdot d}{1000} = 10.243$$

$$V_{scol} := \phi_c \cdot (V_c + V_{scol}) = 47.46 \quad kN$$

Tabla 22.5.5.1 —  $V_c$  para miembros no preesforzados

Criterio	$V_c$		
$A_v \geq A_{v_{min}}$	Cualquiera de los dos	$\left(0.17 \lambda \sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6 A_g}\right) b_w d$	(a)
		$\left(0.66 \lambda (\rho_w)^{1/3} \sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6 A_g}\right) b_w d$	(b)
$A_v < A_{v_{min}}$		$\left(0.66 \lambda (\rho_w)^{1/3} \sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6 A_g}\right) b_w d$	(c)

### Cálculo de Vsreq

$$Vu1 := 15.98 \quad kN$$

$$Vud1 := \frac{\left(\left(\frac{L_n - d}{1000}\right) \cdot Vu1\right)}{\frac{L_n}{1000}} = 14.054 \quad kN$$

$$V_{sreq} := \frac{Vud1}{\phi_c} - V_c = 3.812$$

$$\phi_c := 1$$

ACI 318-19 21.2.1

**CORTANTE (50mm)**

Comprobar:

$$\sqrt{f'_c} = 5 \quad \text{menor a } 8.31 \text{Mpa} \quad \text{ACI 318-19 22.5.3.1}$$

$$Nu := 0$$

$$Ag := b \cdot h = 1.5 \cdot 10^4 \text{ mm}^2$$

$$\frac{Nu}{6 Ag} = 0 \quad \text{menor que} \quad 0.003 \cdot f'c = 0.075$$

Valores de Vc y Vs  
maximos

ACI 318-19 22.5.5.1.1 / ACI 318-19 22.5.5.1.2

$$Vc_{max} := \frac{0.42 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d}{1000} = 25.305$$

$$Vs_{max} := \frac{0.66 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d}{1000} = 39.765$$

Valores de Av/s minimos

ACI 318-19 9.6.3.4

Separaciones maximas

ACI 318-19 9.7.6.2.3

$$Vud_{max} := 15.98 \quad cond := \frac{0.33 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d}{1000} = 19.883$$

$$Sep := \left\| \begin{array}{l} \text{if } Vud_{max} \leq cond \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"Menor entre (d/2 ; 600mm)"} \\ \text{else} \\ \text{"Menor entre (d/4 ; 300mm)"} \end{array} \right\| \\ \end{array} \right\| = \text{"Menor entre (d/2 ; 600mm)"}$$

$$S_{asum} := 50 \text{ mm}$$

$$Av_{max} := \frac{0.66 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b}{fy} = 0.846 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

$$Av_{min1} := \frac{0.062 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b}{fy} = 0.079 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

$$Av_{min2} := \frac{0.35 \cdot b}{fy} = 0.09 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

$$Av_{min} := \max(Av_{min1}, Av_{min2}) = 0.09 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

$$Avmin := Av_{min} \cdot S_{asum} = 4.487 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_{col}} := 47.517 \text{ mm}^2 \quad 2 \phi 5.5 \text{ mm} \quad \frac{\pi \cdot 5.5^2}{4} \cdot 2 = 47.517$$

$$A_{v_{scol}} := \frac{A_{v_{col}}}{s_{asum}} = 0.95$$

$$V_{scol} := \frac{A_{v_{scol}} \cdot f_y \cdot d}{1000} = 44.661 \text{ kN}$$

### Cálculo de Vc

$$V_c := \frac{\left( 0.17 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} + \frac{Nu}{6 Ag} \right) \cdot b \cdot d}{1000} = 10.2425$$

$$V_{scol} := \phi_c \cdot (V_c + V_{scol}) = 54.904 \text{ kN}$$

Tabla 22.5.5.1 —  $V_c$  para miembros no preesforzados

Criterio	$V_c$		
$A_v \geq A_{v,mit}$	Cualquiera de los dos	$\left( 0.17 \lambda \sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6 A_g} \right) b_w d$	(a)
		$\left( 0.66 \lambda (\rho_w)^{1/3} \sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6 A_g} \right) b_w d$	(b)
$A_v < A_{v,mit}$		$\left( 0.66 \lambda (\rho_w)^{1/3} \sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6 A_g} \right) b_w d$	(c)

### Cálculo de Vsreq

$$Vu1 := 15.98 \text{ kN}$$

$$Vud1 := \frac{\left( \left( \frac{L_n - d}{1000} \right) \cdot Vu1 \right)}{\frac{L_n}{1000}} = 14.054 \text{ kN}$$

$$Vs_{req} := \frac{Vud1}{\phi_c} - V_c = 3.812$$

$$\phi_c := 1$$

**CORTANTE (90mm)**

Comprobar:

$$\sqrt{f'_c} = 5 \quad \text{menor a } 8.31 \text{ Mpa} \quad \text{ACI 318-19 22.5.3.1}$$

$$Nu := 0$$

$$Ag := b \cdot h = 1.5 \cdot 10^4 \text{ mm}^2$$

$$\frac{Nu}{6 Ag} = 0 \quad \text{menor que} \quad 0.003 \cdot f'_c = 0.075$$

**Valores de Vc y Vs  
maximos**

ACI 318-19 22.5.5.1.1 / ACI 318-19 22.5.5.1.2

$$V_{C_{max}} := \frac{0.42 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d}{1000} = 25.305$$

$$V_{S_{max}} := \frac{0.66 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d}{1000} = 39.765$$

Valores de Av/s mínimos

ACI 318-19 9.6.3.4

Separaciones máximas

ACI 318-19 9.7.6.2.3

$$V_{ud_{max}} := 15.98 \quad \text{cond} := \frac{0.33 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d}{1000} = 19.883$$

$$Sep := \begin{cases} \text{if } V_{ud_{max}} \leq \text{cond} \\ \quad \text{“Menor entre (d/2 ; 600mm)”} \\ \text{else} \\ \quad \text{“Menor entre (d/4 ; 300mm)”} \end{cases} = \text{“Menor entre (d/2 ; 600mm)”}$$

$$s_{asum} := 90 \quad mm$$

$$A_{v_{max}} := \frac{0.66 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b}{f_y} = 0.846 \quad \frac{mm^2}{mm}$$

$$A_{v_{min1}} := \frac{0.062 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b}{f_y} = 0.079 \quad \frac{mm^2}{mm}$$

$$A_{v_{min2}} := \frac{0.35 \cdot b}{f_y} = 0.09 \quad \frac{mm^2}{mm}$$

$$A_{v_{min}} := \max(A_{v_{min1}}, A_{v_{min2}}) = 0.09 \quad \frac{mm^2}{mm}$$

$$A_{v_{min}} := A_{v_{min}} \cdot s_{asum} = 8.077 \quad mm^2$$

$$A_{v_{col}} := 47.517 \quad mm^2 \quad 2 \phi 5.5mm \quad \frac{\pi \cdot 5.5^2}{4} \cdot 2 = 47.517$$

$$A_{v_{s_{col}}} := \frac{A_{v_{col}}}{s_{asum}} = 0.528$$

$$V_{S_{col}} := \frac{A_{v_{s_{col}}} \cdot f_y \cdot d}{1000} = 24.812 \quad kN$$

### Cálculo de Vc

$$V_c := \frac{\left(0.17 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} + \frac{Nu}{6 Ag}\right) \cdot b \cdot d}{1000} = 10.2425$$

$$V_{scol} := \phi_c \cdot (V_c + V_{scol}) = 35.054 \text{ kN}$$

### Cálculo de Vsreq

$$Vu1 := 15.98 \text{ kN}$$

$$Vud1 := \frac{\left(\left(\frac{L_n - d}{1000}\right) \cdot Vu1\right)}{\frac{L_n}{1000}} = 14.054 \text{ kN}$$

$$Vs_{req} := \frac{Vud1}{\phi_c} - V_c = 3.812$$

En todos los casos  $V_{col} > V_{req}$  por lo tanto se controla cualquier tipo de falla a corte.

### Cálculo de ancho de fisuras y separación media.

$$n_b := 3 \quad d_s := \text{rec.mec} \quad d_c := \text{rec.mec} \quad f_s := 0.6 f_y \quad E_s := 200000$$

Para el cálculo del ancho de fisuras y separación media de las mismas, se utilizó 3 distintas formulaciones: ACI, Frosch y el Eurocódigo.

### Cálculo mediante el código ACI 224R-01

$$A_k := \frac{2 \cdot d_s \cdot b}{n_b} = 1.967 \cdot 10^3$$

$$\theta_f := \frac{h - c_3}{d - c_3} = 1.33$$

$$A_f := 1.1 \cdot 10^{-5} \cdot \theta_f \cdot f_s \cdot \sqrt{d_c \cdot A_k} = 0.132 \quad \text{Ancho de las fisuras}$$

$$f_{ctm} := \frac{f'_c}{10} = 2.5$$

$$\tau_{bk} := 1.8 \cdot f_{ctm} = 4.5$$

$$\phi_s := \phi_v \quad \sigma_{s1} := 0.6 \cdot f_y \quad \sigma_{s2} := 0.1 \cdot f_y$$

$$l_{smax} := 2 \cdot \frac{(\sigma_{s1} - \sigma_{s2})}{4 \cdot \tau_{bk}} \cdot \phi_s = 173.333$$

$$s_{rm.aci} := \frac{2}{3} \cdot l_{smax} = 115.556 \quad \text{Separación media de las fisuras}$$

### Cálculo mediante el las formulaciones de Frosch.

$$2 + 2 + 0.8 + 0.8 + 0.8 + 0.55 + 0.55 = 7.5$$

$$s_c := 20.5 \quad \frac{2.5}{2} + 0.8 = 2.05$$

$$\theta_{ff} := 1 + 0.0031 \cdot d_c = 1.091$$

$$A_{ff} := 2 \cdot \left( \frac{f_s}{E_s} \right) \cdot \theta_{ff} \cdot \sqrt{d_c^2 + \left( \frac{s_c}{2} \right)^2} = 0.08 \quad \text{Ancho de las fisuras}$$

### Cálculo mediante el Eurocódigo EC2.

tomado de momento vs curvatura

$$\theta_E := 1.7 \quad \sigma_s := 0.6 \cdot f_y \quad \sigma_{sr} := 2 \quad \beta_1 := 1 \quad \beta_2 := 1 \quad \epsilon_1 := 0.001388 \quad \epsilon_2 := 0$$

Fórmulas obtenidas del capítulo 11 del Eurocódigo

$$k_1 := \frac{\epsilon_1 + \epsilon_2}{8 \cdot \epsilon_1} = 0.125$$

$$k_c := 0.4 \quad k := 1 \quad k_2 := 0.5 \quad d_b := 8 \quad A_{ct} := (h - c_3) \cdot b = 1.19 \cdot 10^4$$

$$f_{ct.eff} := 3.04 \quad \text{igual al fr}$$

$$AS_E := \frac{k_c \cdot k \cdot f_{ct.eff} \cdot A_{ct}}{\sigma_s} = 61.854$$

$$\rho_t := \frac{AS_E}{A_{ct}} = 0.005$$

Separación media de las fisuras

$$s_{rm} := 2 \cdot rec + 0.2 \cdot s_c + 0.4 \cdot k_1 \cdot \left( \frac{d_b \cdot A_{ct}}{AS_{col}} \right) = 75.673$$

$$k_{2e} := 0.125$$

$$\varepsilon_{sm} := \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \left( 1 - k_{2e} \cdot \left( \frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right) = 0.001 \quad 0.4 \cdot \left( \frac{\sigma_s}{E_s} \right) = 4.68 \cdot 10^{-4}$$

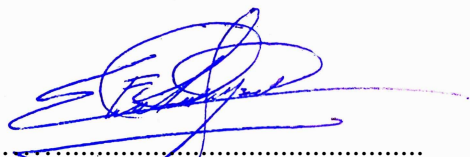
$$W_k := \theta_E \cdot s_{rm} \cdot \varepsilon_{sm} = 0.151$$

Ancho de las fisuras


## AUTORIZACIÓN DE PUBLICACIÓN EN EL REPOSITORIO INSTITUCIONAL

Nosotros, Richard Elián González Silva y Felipe Eduardo González Rojas portadores de la cédula de ciudadanía N° 1150502654 y N° 0302900048 respectivamente. En calidad de autores y titulares de los derechos patrimoniales del proyecto de titulación **“Evaluación experimental del efecto de la separación entre estribos en una viga concebida para falla dúctil a flexión”** 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 y no comerciales. Autorizamos además a la Universidad Católica de Cuenca, para que realice la publicación de éste proyecto 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 agosto de 2023

F:   
.....  
**Felipe Eduardo González Rojas**

**C.I 0302900048**

F:   
.....  
**Richard Elián González Silva**

**C.I 1150502654**