

Modelo puntal tensor para un nudo híbrido viga de hormigón y viga de acero bajo cargas gravitatorias

Strut and tie model for a hybrid nodes in beam of concrete and steel beam under gravitatory loads

Y. Mieles^{1*}, R. Larrúa^{**}

* Universidad Técnica de Manabí – Portoviejo, ECUADOR

** Universidad de Camagüey – Camagüey, CUBA

Fecha de Recepción: 11/04/2019

Fecha de Aceptación: 22/07/2019

PAG 330-343

Abstract

Experimental tests carried out in the laboratory of structures of the National Polytechnic School (Ecuador) in beams with hybrid nodes, increasingly used in the construction of buildings with steel deck slabs, demonstrated that the hybrid nodes does not decrease the strength of concrete beams, reaching approximate values to the theoretical ones for the beam without nodes.

With the results of the experimentation and models in finite elements, the trajectory of efforts to perform a Strut and Tie Model (STM) was sought, obtaining areas of steel 15% superior to the design with the flexion formulas of the ACI 318-14. General formulas of the STM are presented for beams of any light with a single hybrid nodes, but it is possible to extend them to several nodes. The experimental evidence and STM shows that the point load is transferred better with the steel beam penetrating the concrete beam, which does not decrease the strength.

Keywords: Hybrid nodes, steel deck, strut and tie, concrete beams, experimental tests

Resumen

Ensayos experimentales realizados en el laboratorio de estructuras de la Escuela Politécnica Nacional (Ecuador) en vigas con nudos híbridos, cada vez más utilizados en la construcción de edificios con losas steel deck, demostraron que el nudo híbrido no disminuye la resistencia de las vigas de hormigón, alcanzando valores aproximados a los teóricos para la viga sin nudo.

Con los resultados de la experimentación y modelos en elementos finitos se buscó la trayectoria de esfuerzos para realizar un Modelo Puntal Tensor (MPT), obteniendo áreas de acero 15% superior al diseño con las fórmulas de flexión del ACI 318-14. Se presentan formulas generales del MPT para vigas de cualquier luz con un solo nudo híbrido, pero es posible extenderlas a varios nudos. La evidencia experimental y MPT muestra que la carga puntual se transfiere mejor con la viga de acero penetrando a la viga de hormigón, la cual no disminuye la resistencia.

Palabras clave: Nudo híbrido; steel deck; puntal tensor; vigas de hormigón; ensayos experimentales

1. Introducción

Los nudos híbridos son el resultado de buscar una solución constructiva a entresijos steel deck sobre vigas metálicas a su vez conectadas a vigas de hormigón armado. El steel deck se apoya en vigas de acero y se conectan a vigas de hormigón armado por alternativas y dispersiones constructivas descritas en (Mieles y Castañeda, 2016a), Mieles y Castañeda, 2016b), como las mostradas en la (Figura 1a) donde la viga de acero traspasa o (Figura 1.b) en la cual se ancla por medios mecánicos a la viga de hormigón armado. Las (Figura 1.c) y (Figura 1.d) ilustran como las vigas metálicas sostienen el steel deck.

El diseño incorrecto de nudos híbridos en vigas provocó daños estructurales en el sismo de Ecuador del 16 de abril de 2018 de 7,8 (Mw), referidos en (Castañeda y Mieles, 2016) (Castañeda y Mieles, 2017). Un nudo se define como la unión de dos o más elementos estructurales que confluyen en un punto que se desplaza y gira, donde los campos de compresiones o tracciones de los tirantes se intersecan (EHE-08, 2008) (NSR 2012), su diseño se considera crítico por fallas atribuidas al deficiente detallado del nudo (Aguiar et al., 2010), en zona sísmica recibe mucha importancia por el cual el código ACI 318-14 especifica la filosofía de nudo fuerte viga débil (Aguiar, 2014). La conexión debe cumplir los requerimientos del capítulo 18 del ACI 318-14 y ACI 352, debe resistir los esfuerzos de los elementos estructurales y transmitir fuerzas que concurren como axiales, flexión, torsión y cortante (Nilson et al., 2010) (ACI-318S-14, 2014).

La zona perturbada del nudo híbrido no cumple con la distribución lineal de deformaciones, el principio de Bernoulli de planeidad de una región B, es una discontinuidad geométrica conocida como región D. La discontinuidad por cambio de geometría, conexiones, nudos híbridos, paso de tuberías por el alma de vigas, carga o reacción concentrada, son regiones con trayectoria de tensiones turbulenta (ACI-318S-14, 2014). No se recomienda

¹ Autor de correspondencia:

Universidad Técnica de Manabí – Portoviejo, ECUADOR
E-mail: yordimieles@gmail.com

el diseño de nudos híbridos con la teoría clásica de flexión y cortante para vigas la región D, actualmente se recurre a empirismo, detallado del refuerzo, o experiencia del diseñador, lo que no garantiza un diseño apropiado. El ACI 318-14 no trata de forma específica un nudo híbrido, pero el

Modelo Puntal Tensor (MPT) es una alternativa para diseñar regiones de discontinuidad. (Reineck, 2002). Puede aplicarse el MPT conocida la distribución de esfuerzos en la región D, respaldado con modelos experimentales. (Schlaich et al., 1987).



Figura 1. Nudos híbridos. a) perfil I pasante, b) perfil I anclado, c y d) losa steel deck

El principio de Saint Venant establece que la perturbación se extienden una longitud igual a la mayor dimensión de la sección transversal, medida desde el punto donde se produce, límite a partir del cual los esfuerzos se aproximan a una distribución lineal (ACI-318S-14, 2014); (Schlaich et al., 1987). El MPT idealiza como una cercha la región D a partir de la dirección de los esfuerzos normales y tangenciales en la sección perturbada, definen la trayectoria y ubicación de los puntales y tensores para transferir los esfuerzos a la región B. La geometría de los puntales y tensores se efectúa con análisis elástico por elementos finitos, que establecen la magnitud y dirección de los esfuerzos principales a compresión y tracción (Wight y MacGregor, 2012) lo cual debe ser comprobado con experimentación real de vigas con nudos híbridos.

En la literatura revisada para uniones o nudos mixtos destacan: el ACI 318-14 en 16.4 recomienda para una conexión compuesta de un miembro sujeto a flexión la transferencia completa de la fuerza cortante en las superficies por estribos, la resistencia al cortante al contacto de las superficies o ambos. El (ASCE, 1994) en "Task Committee on

Design Criteria for Composite Structures in Steel and Concrete" da detalles y recomendaciones para conexiones mixtas de viga de acero continua a través de la columna de hormigón como la mostrada en la (Figura 2.a).

Otros aportes sobre uniones mixtas hormigón acero son: (Kuramoto y Nishiyama, 2004) presentaron investigaciones del nudo llamado "through-column type beam to column joint" (Figura 2.b). (Nie et al., 2008) presentan un nudo mixto de columna tubular metálica a viga de hormigón, (Chen et al., 2015) el sistema "through-beam connection" (Figura 2.c). (Aznar et al., 2008) presentan un estudio y experimentación de columna metálica acoplada a una viga de hormigón (Figura 2.d). En (Li et al., 2011) proponen nudos híbridos de hormigón armado y acero, denominado "steel-SRC hybrid structure system", (Soto, 2012) estudia la conexión de vigas de acero a muros de concreto. (Ugel, 2015) propone un método para evaluar vulnerabilidad y daño sísmico en estructuras mixtas acero-hormigón armado, además de una metodología de diseño de uniones rígidas mixtas resistentes a momento y cortante.

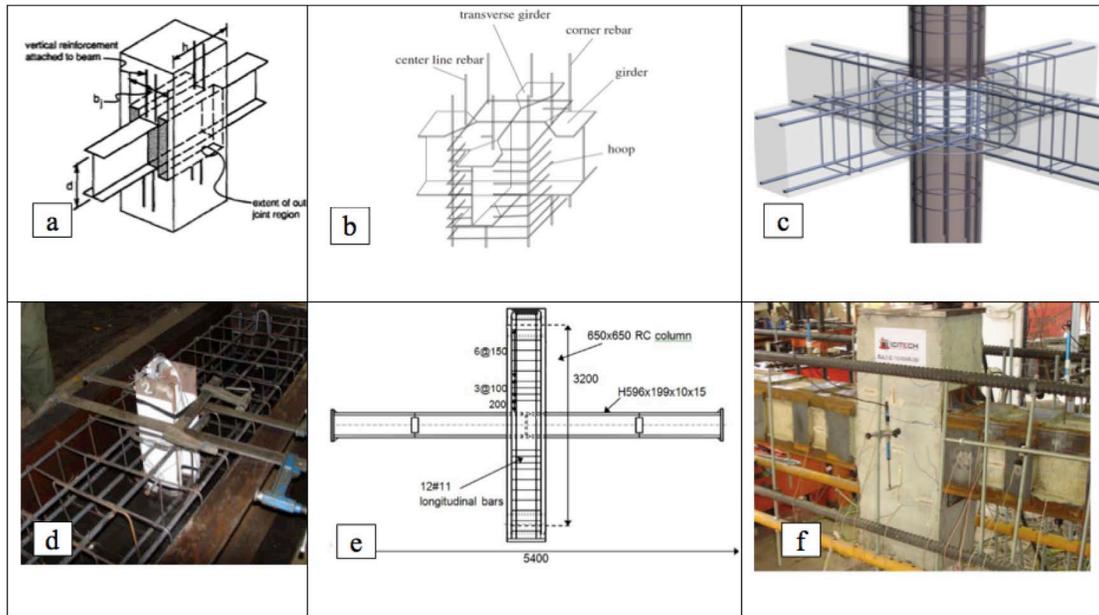


Figura 2. Diferentes nudos mixtos o híbridos estudiados por diversos autores, (ASCE, 1994), (Kuramoto y Nishiyama, 2004), (Chen et al., 2015), (Aznar et al. 2008), (Rasoul y Bakhshayesh, 2013), (Garzón, 2013)

(Rasoul y Bakhshayesh, 2013) presenta un nudo híbrido entre una viga de acero que pasa una columna de hormigón (Figura 2.e) validado después con ensayo experimental que concluye que el nudo híbrido es mejor que los nudos tradicionales (Rasoul et al., 2016). (Garzón, 2013) estudia un nudo de hormigón al que se lo refuerza con planchas metálicas como el mostrado en la (Figura 2.f). Una conexión híbrida postensada en columnas prefabricadas estudia por (Marcus y Thiers, 2015) se usa además como un medio de disipación de energía en la unión y mantener la rigidez inicial de la estructura.

Para este trabajo se realizaron 12 modelos experimentales de vigas con nudos híbridos y se ensayaron en el Laboratorio de la Vivienda de la Escuela Politécnica Nacional, Ecuador. El objetivo de los ensayos experimentales de vigas con nudos híbridos es verificar el comportamiento

estructural, dar respuesta a la incertidumbre de este tipo de nudos, el mecanismo y progreso de la falla y calibrar modelos computacionales de elementos finitos, MPT y finalmente buscar la forma de mejorar la conexión.

2. Características de los ensayos experimentales

Los modelos representan dos tipos de nudos más observados en la construcción de vigas con nudos híbridos. Las vigas ensayadas tuvieron ancho $b=25$ cm que es el mínimo normativo del American Concrete Institute (ACI-318S-14 2014), una altura de $h=40$ cm, aproximadamente 1,5 veces el ancho de la viga (Figura 3).

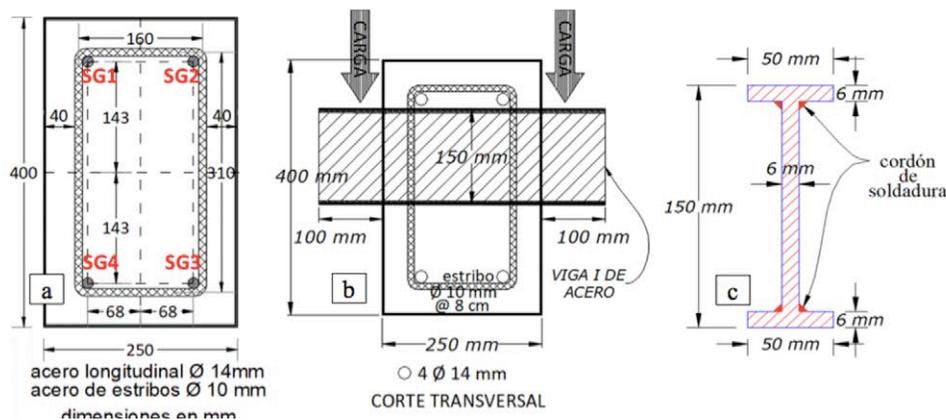


Figura 3. Geometría de viga. a) Sección transversal. b) ubicación del nudo, c) sección trasversal de la viga

El área de acero longitudinal levemente superior al acero mínimo $2\phi 14\text{mm}$, la resistencia promedio a compresión del hormigón de 21 MPa, estribos normativos de 10 mm y 8 cm de separación, proveen un momento nominal (sin el factor de reducción $\phi = 0.90$ y 0.85 for f'_c) en la sección transversal de 42,78 kN·m, carga puntual para la luz del espécimen ver (Figura 6) de 100,65 kN. Las siglas SG de

la (Figura 3.a) indican la ubicación de cuatro strain gauges en las barras de acero alrededor del nudo. La ubicación del nudo y la viga de acero se muestran en la (Figura 3.b) y (Figura 3.c), para dos tipos de nudos ensayados: nudo pasante y nudo conectado por medio de ganchos de anclaje mostrados en la (Figura 4), que reproducen las fotos de las (Figuras 1.a) y (Figura 1.b).

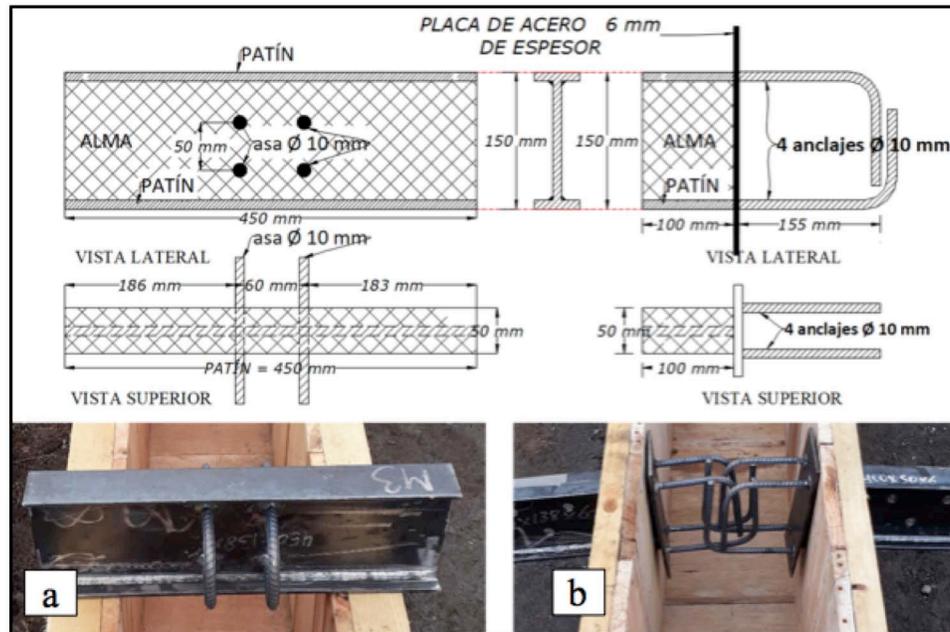


Figura 4. Tipos de nudos a) nudo pasante b) nudo anclado

La carga se aplicó en sentido el sentido lateral de la viga (Figura 5.a) y en sentido vertical (Figura 5.b).

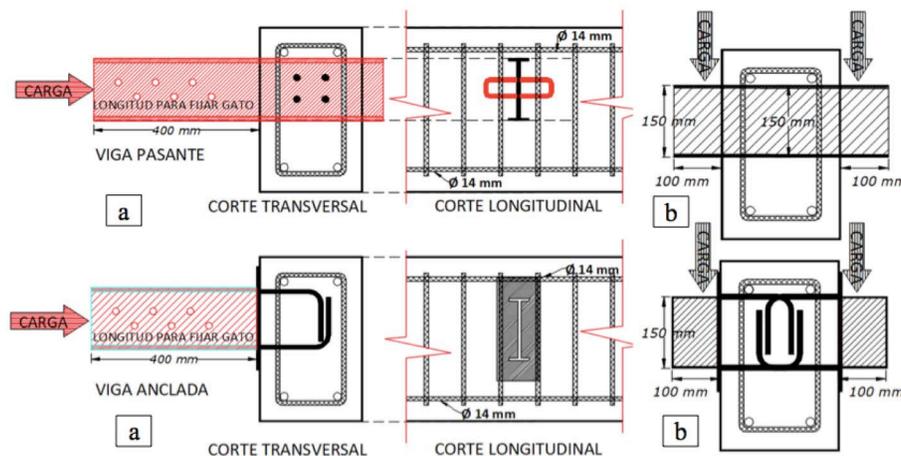


Figura 5. Aplicación de la carga a) sentido lateral b) sentido vertical

2.1 Ensayos con carga vertical

Los modelos MA y MC ensayados con carga vertical paralela al eje 2-2 de la viga para generar esfuerzos de flexión alrededor del eje 3 y cortantes en el 2, ejes mostrados en la (Figura 6.d) fueron 3 y cortantes en el 2, ejes mostrados en la (Figura 6.d) fueron 3 tres especímenes para cada caso. Tuvieron como objetivo observar el desempeño a flexión y cortante de la viga, mecanismo de falla y forma de

transmisión de la carga. La carga se aplicó a la viga metálica en sentido de la gravedad, tal como trabajan en servicio, y mostrada en la (Figura 6), para representar la forma como las losas steel deck tramiten la mayor parte del peso a la viga de hormigón. Se miden desplazamientos con tres LVDT esquematizados en la misma (Figura 6.c) y cargas monotónicas hasta llevar a la falla al elemento.

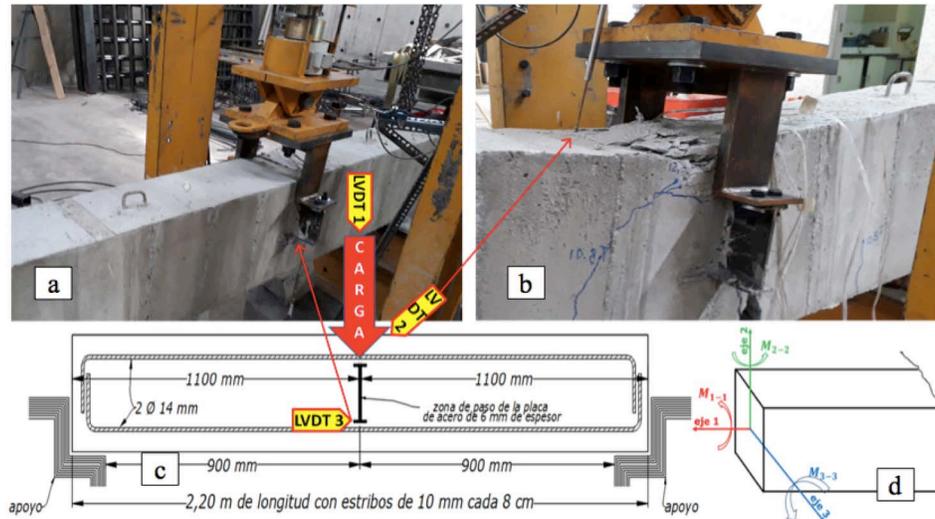


Figura 6. Aplicación de la carga en sentido vertical modelos MC y MD

La (Figura 7) muestra que la pendiente de la curva carga - deformación es igual para los aceros traccionados y comprimidos hasta que el hormigón llega a su resistencia máxima que ocurre en el orden de deformaciones de $\approx 0,0001$ (Mander et al., 1988). A partir de ese punto la curva de carga

inicia pendientes diferentes respecto de la curva de deformación. La (Figura 7c) y (Figura 7d) es una modelación en Abaqus e indican las deformaciones y esfuerzos en los sentidos 1-1 de la viga, muestran la formación de puntales de compresión en la zona bajo la conexión mixta.

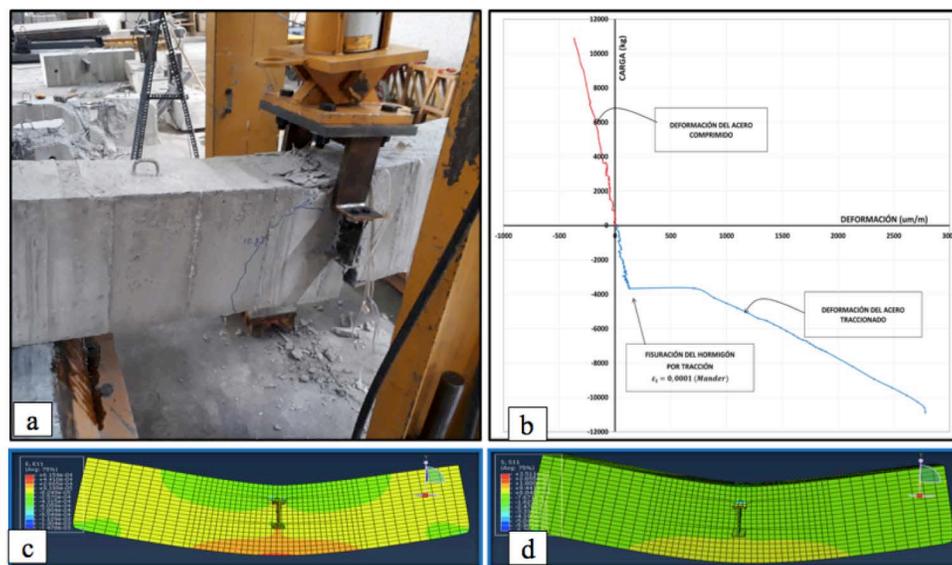


Figura 7. Modelo MC2, a) Modelo ensayado; b) Deformación del acero traccionado y comprimido; c) deformación en sentido 1-1; d) esfuerzos en sentido 1-1

La (Figura 8) muestra el comportamiento para carga-deformación de los 4 strain gauges y la curva carga-desplazamiento de 3 LVDT colocados en la sección del nudo. En la (Tabla 1) bajo la columna MODELO TEÓRICO se indica la carga teórica de falla de 100,65 kN sin coeficientes de reducción $\phi=0,9$ y $0,85$ de f' calculada con las fórmulas del ACI para vigas en flexión, reconociendo en este punto que el nudo es región D y no es adecuado aplicar aquellas

fórmulas. Este valor es más bajo que la carga promedio obtenida del experimento que origina la fluencia en el acero traccionado de 103 kN, bajo la columna CARGA DE FALLA de la (Tabla 1) y representado en la (Figura 8). Antes de la falla teórica empiezan fisuración evidente, con las primeras grietas visibles para una carga de 78 kN aproximadamente en todos los modelos.

Tabla 1. Valores de carga y momento al fluir el acero traccionado

| CARGA VERTICAL | | | | |
|------------------------|----------------|------------------|---|------------------|
| MODELOS EXPERIMENTALES | | | MODELO TEÓRICO, FÓRMULAS DE FLEXIÓN DEL ACI (sin factores de reducción de resistencia) | |
| MODELO | CARGA DE FALLA | MOMENTO DE FALLA | CARGA DE FALLA | MOMENTO DE FALLA |
| | kN | kN-m | kN | kN-m |
| MC1 | 106,93 | 48,12 | 100,65 | 42,78 |
| MC2 | 103,99 | 46,79 | | |
| MC3 | 115,76 | 52,09 | | |
| MD1 | 100,36 | 45,16 | | |
| MD2 | 95,16 | 42,82 | | |
| MD3 | 97,12 | 43,70 | | |
| PROMEDIO≈ | 103,22 | 46,45 | | |

La (Figura 8) indica que los aceros comprimidos tienen un comportamiento elástico mayor, los aceros en tracción una primera etapa elástica hasta que el hormigón se deforma $\epsilon_c=0,0001$ a una carga de 35,86 kN (3656) kg,

después el acero entra en fluencia a deformaciones típicas mayores a 0,002 y falla la viga a una carga mayor que la teórica. Se concluye que el nudo no disminuye la resistencia a flexión de la viga.

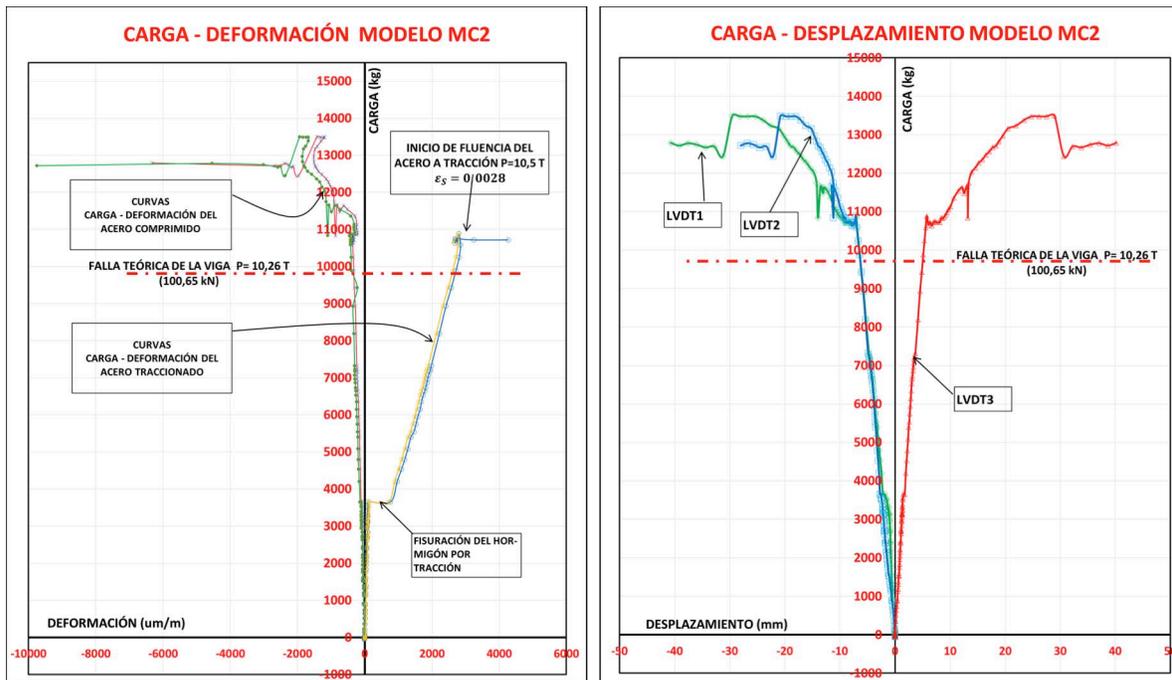


Figura 8. Curva modelo MC2; a) curva carga – deformación; b) curva carga desplazamiento



2.2 Ensayos con carga horizontal

Tres especímenes ensayados con carga horizontal nombrados como MA con el objetivo de observar la resistencia a la penetración de la viga de acero a través del nudo. La carga se aplica en sentido longitudinal a la viga I de

acero, paralelo al eje 3 de la viga, esquema de la (Figura 9). Se instrumentó con dos LVDT y 4 strain gauges iguales a la (Figura 3.a). La viga metálica tenía dos aceros en forma de asa para impedir el deslizamiento.

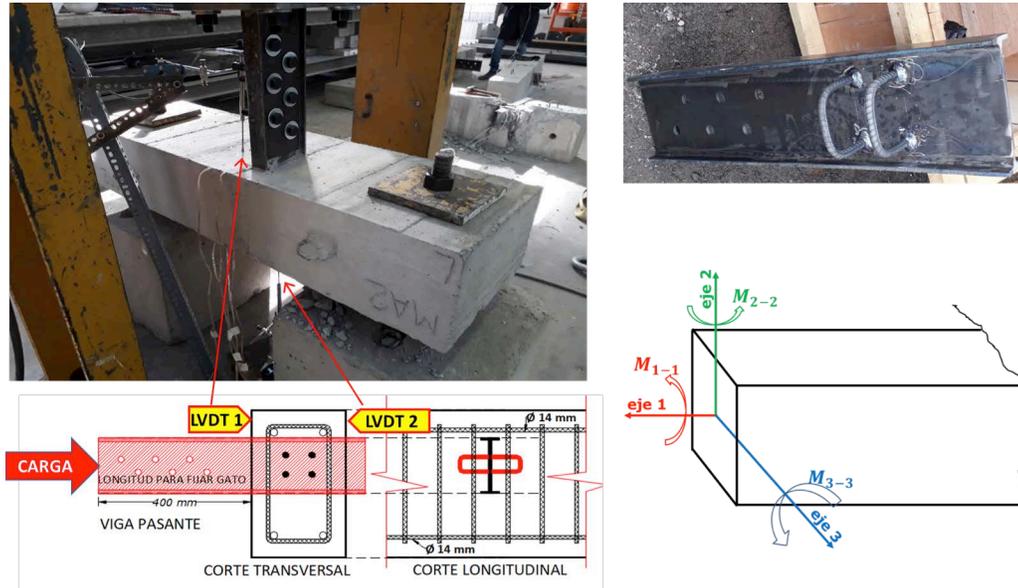


Figura 9. Modelos MA ensayados en sentido longitudinal del nudo



Figura 10. Modelos MA ensayados en sentido longitudinal del nudo

La evolución del daño observado en los experimentos, como las mostradas en la (Figura 10) y gráficos de la (Figura 11) indican que el colapso se debe al punzonamiento de la viga de acero y el refuerzo longitudinal a tracción o compresión de la viga de hormigón no llega a trabajar a fluencia.

En (Castañeda & Mielles, 2017) se realizaron modelos computacionales de edificios con nudos híbridos con tres variables independientes y dos niveles (experimento 2³): altura del edificio, rectangularidad en planta y tipo de nudo; en todos los casos se encontró que el tipo de nudo influye en la respuesta estructural de las variables dependientes momento, cortante y deriva de piso. En esos mismos modelos

computacionales se buscó la máxima fuerza axial de las vigas de acero del nudo híbrido que resultaron menores a 1 kN y comparada con los resultados de fuerza axial del ensayo experimental del laboratorio de estructuras, indican se puede esperar buen comportamiento del nudo sin anclajes ante la carga axial a lo que se debe añadir además la continuidad de la viga secundaria de acero. El registro del ensayo de laboratorio mostrado en la (Figura 11) para carga-deformación indica que la primera cedencia por tracción del hormigón tiene mayor resistencia que la máxima sollicitación posible de los modelos del experimento computacional 2³ para carga horizontal.

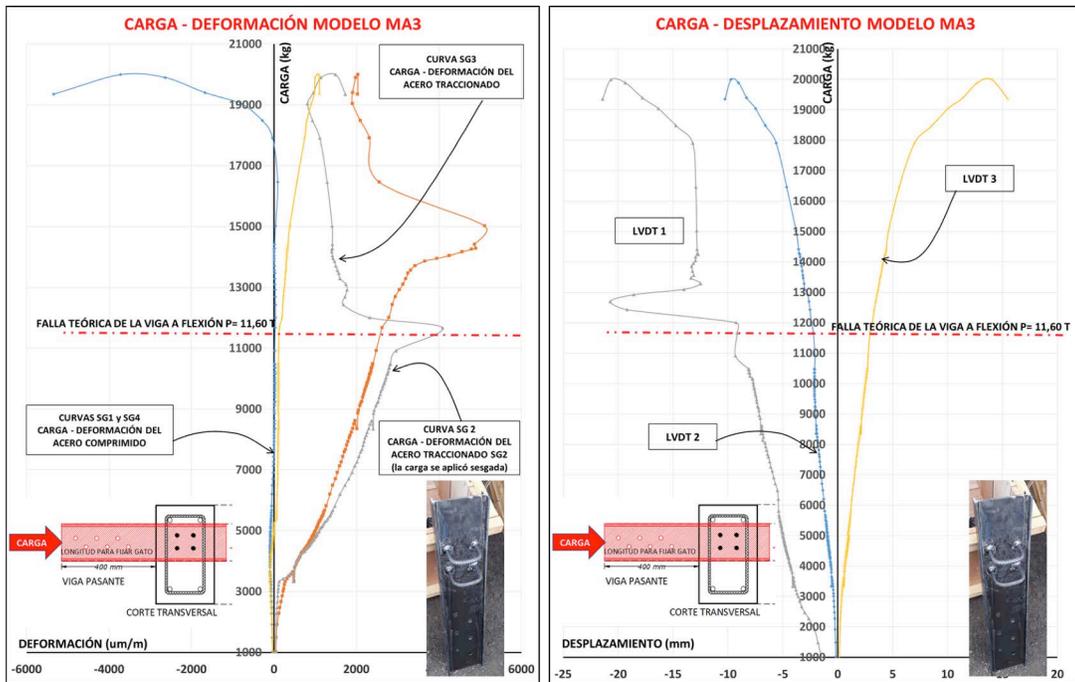


Figura 11. Modelos MA ensayados en sentido longitudinal del nudo

Lo anterior se debe a que el diseño de la viga hormigón y nudo están dominados por momentos que actúan alrededor del eje 3 ver (Figura 9), los momentos del eje 2 no dominan el diseño, pues la carga lateral la toman en su mayor parte los marcos y nudos de hormigón. El nudo híbrido toma poca carga axial dado que la viga de acero tiene poca rigidez en comparación con las vigas paralelas de hormigón. Si se compara la deformación aceptada para el

hormigón simple a tracción con las deformaciones de los strain gauges colocados en las vigas de ensayo experimental horizontal de la (Figura 11), se puede notar que las fuerzas axiales de servicio de un edificio con nudos híbridos no gobiernan el comportamiento del nudo. A pesar de esto es recomendable usar algún tipo de anclaje en el nudo híbrido en función de la carga axial como los mostrados en la (Figura 12).



Figura 12. Opciones de unir una viga secundaria a una de principal o columna

2.3 Comparación con experiencias previas del fallo en los nudos.

El 16 de abril de 2016 ocurrió un sismo de 7,8 (Mw) en Ecuador con epicentro en la provincia costera de Manabí, muchos edificios colapsaron y otros quedaron con daño. Los autores de este estudio inspeccionaron el comportamiento de edificios con nudos híbrido y losas steel deck, después del sismo, los daños descritos han sido presentado en (Castañeda y Miele, 2017) (Castañeda y Miele, 2016). Comparando los daños del laboratorio natural del sismo con los nudos experimentados se observa que la forma de agrietamiento coincide, tal como se observa en las fotos de este artículo y fotos de los trabajos antes citados.

3. Modelo Puntal Tensor para un nudo híbrido

El análisis y diseño de estructuras se lo hace a secciones y se verifican esfuerzos como momento y corte, contrario a la esencia de los códigos que tratan estructuras enteras y la seguridad global (Aguiar, 2014). El peligro de ese enfoque seccional es la posibilidad de ignorar el flujo general de las fuerzas y no cubrir regiones críticas D que se construyen con reglas de detallado de los códigos para garantizar la seguridad global. El modelo puntal tensor unifica el concepto de diseño de las regiones B y D con modelos similares cuando no se puedan aplicar

procedimientos de diseño seccional para flexión y corte (Reineck, 2002).

Una carga puntual aplicada (como el que transmite la viga metálica a la de hormigón) induce una región D en una longitud aproximada a la altura d de la viga. El ACI 318-14 aclara además en 9.9.1.1 que si la carga se aplica al costado o en la parte inferior se usa el MPT por no cumplir deformación lineal (ACI-318S-14, 2014). Existen varios métodos para determinar la geometría del modelo puntal tensor, como: la trayectoria de esfuerzos mediante análisis elástico, elementos finitos, caminos de carga (Schlaich et al., 1987). Luego un modelo bidimensional se utiliza para representar estructuras planas como vigas de gran altura, ménsulas y uniones, donde el patrón de fisuración en estructuras similares, ayuda a “ubicar las puntales y tensores dentro de la estructura de manera tal que los tensores se ubiquen entre las fisuras” (MacGregor, 2002).

El nudo tiende a resistir con el menor trabajo de deformación entre todos los posibles modelos posibles de MPT. Para cargas pequeñas que no sobrepasen el valor de la fisuración del hormigón a tracción y pequeñas deformaciones del acero, se forma en primera instancia un puntal bajo la carga puntual hasta que el micro fisuras del hormigón acomode fuerzas y el acero comienza a asumir las tracciones. Se comprueba el MPT con las vigas ensayadas; en la (Figura 13) se muestra la forma típica de daño; (Figura 13.b) es una vista inferior de la viga y (Figura 13.d) muestra el puntal que se forma por el empuje de la viga de acero.



Figura 13. Forma del daño en la viga ensayada

3.1 Modelo Puntal Tensor

La geometría de los puntales y los tensores han sido ubicados por la observación del progreso del daño durante el ensayo (Figura 14.a) y (Figura 15.b), se verifica por las

deformaciones y esfuerzos en el sentido 1-1 de los modelos en elementos finitos en Abaqus de la (Figura 7.c) y (Figura 7.d).

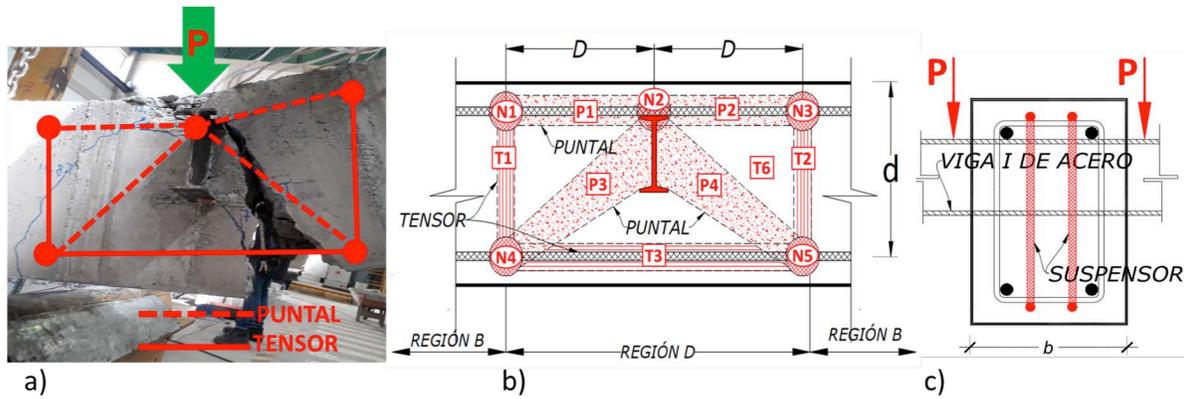


Figura 14. Modelo puntal tensor. a) Daño observado en ensayo, b) Geometría de los puntales, c) Propuesta de suspensor

En el MPT de la (Figura 14) y (Figura 15), el ángulo del puntal P_3 y P_4 son mayores que 25 grados y cumple con 23.2.7 del ACI 318-14. La longitud de la región D (Figura 14.b), por el principio de Saint Venant tendrá la misma longitud que el doble de la altura efectiva "d", dando como resultado geometría y equilibrio de puntales y tensores mostrada en la (Figura 15), transmitiendo luego esos esfuerzos a la región B.

Se puede generalizar las fuerzas F_{us} o F_{ut} en la armadura del MPT para cualquier viga de nudo híbrido nombrando la luz a cada lado del nudo como $l_1=n_1d$ y $l_2=n_2d$ respectivamente ver (Figura 15) y la luz total como $l=nd$. Resuelta la armadura, las fuerzas en los puntales y tensores en la zona del nudo se resumen en las (Tabla 2) y (Tabla 3).

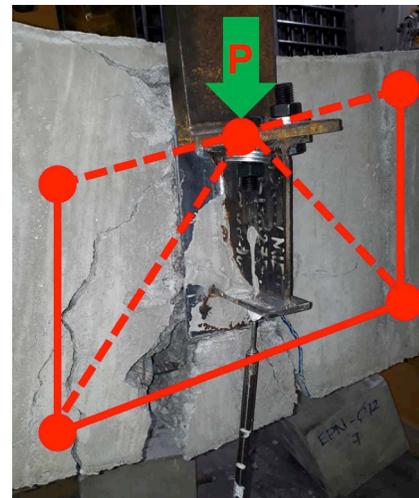
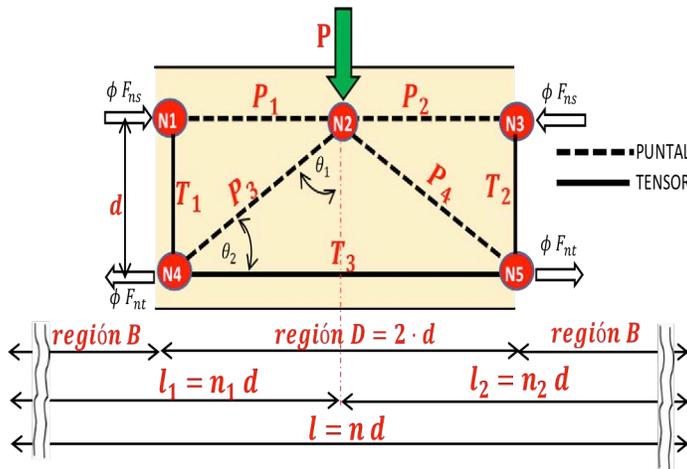


Figura 15. Identificación de puntales y tensores para el MPT del nudo híbrido

El ancho del ala b_f de la viga metálica cumple función de una placa de apoyo ante la acción de la carga P y al pasar por el nudo híbrido necesita en la zona nodal 2 desarrollar una resistencia del hormigón mayor o igual a la fuerza de compresión de la carga P y cumplir con $F_{nn} \geq F_{us}$, donde F_{nn} es la resistencia en la cara de la zona nodal hidrostática 2, garantizando además la resistencia de esa

zona nodal CCC, pues todas las fuerzas concurrentes son menores o iguales a P. Se puede demostrar que $F_{us} = P$, entonces $P \leq \phi F_{nn} \cdot \text{área del ala viga I}$, donde $\phi=0,75$ y $\beta_n = 1$. El ancho de ala que actúa como placa de apoyo de la viga metálica debe ser mayor o igual que b_f obtenido con la (Ecuación 1), donde b es el ancho de la viga de hormigón:



SPANISH VERSION.....

$$b_f = \frac{P}{b \phi F_{nn}} \quad (1)$$

Para ejemplificar la (Ecuación 1), se reemplaza con el P promedio de 103 kN obtenida en los experimentos (Tabla 1) y los datos del nudo híbrido pasante explicados en la figura 4.3 se obtiene que el ancho mínimo es 3,1 cm < 5 cm, satisface el ancho real de la viga I pasante y condiciona el ancho del puntal P₃ y P₄ que en el convergen.

$$A_{st} = \frac{F_{ut}}{\phi f_y} \quad (2)$$

En los tensores se debe cumplir con $\phi F_{nt} \geq F_{ut}$, donde $\phi=0,75$, F_{nt} es la resistencia nominal del tensor, y F_{ut} la fuerza a tracción mayorada del tensor, relación que origina la (Ecuación 2). El área de acero a tracción del tensor T₃ se obtiene con la (Ecuación 2), haciendo F_{ut} igual a T₃ =

$P \cdot n_2^2/n$ de la (Tabla 2) para generalizar a cualquier luz. Para comparar con el As a tracción resultado de las fórmulas de flexión del ACI 318, se usa la carga mayorada a flexión y se calcula el momento con $M_u = \phi A_s f_y (d - a/2)$, y datos de la (Figura 3). La carga axial de falla $P = 4 M_u/l = 90$ kN. Los 90 kN en la (Ecuación 2) dan $A_{st3} = 3,57 \text{ cm}^2$, 16 % mayor al $3,08 \text{ cm}^2$ calculados por la teoría de la flexión. El eje del tensor T₃ está condicionado por la continuidad del acero en la región B y su ancho w_t se puede tomar como el diámetro de las barras más dos veces el recubrimiento medido con respecto a la superficie de las barras de acuerdo con R23.8 del ACI 318-14.

El acero necesario para el tensor T₁ y T₂ se puede calcular con la (Ecuación 2), reemplazando F_{ut} por T₁ y T₂ de la (Tabla 2). El acero así obtenido debe ser repartido en forma de estribos en la región D. El resumen de los tensores se muestra en la (Tabla 2) calculados para la carga promedio experimental de falla de la (Tabla 1).

Tabla 2. Resumen de fuerzas y áreas de acero de los tensores con carga promedio de ensayo

| Tensor | F_{ut} | | A_{st} (cm ²) | Ancho del tensor cm |
|----------------|--|--------|--------------------------------|------------------------|
| | Fuerza de los tensores del MPT del nudo híbrido (kN) | | | |
| T ₁ | $T_1 = \frac{P n_2}{n}$ | 51,50 | 1,63 | 9,40 |
| T ₂ | $T_2 = \frac{P n_1}{n}$ | 51,50 | 1,63 | 9,40 |
| T ₃ | $T_3 = \frac{P n_2^2}{n}$ | 128,75 | 4,09 | 9,40 |

Los puntales deben cumplir con $\phi F_{ns} \geq F_{us}$, donde $\phi=0,75$, F_{ns} es la resistencia nominal de un puntal definida en 23.4 del ACI 318-14, y F_{us} es la fuerza a compresión mayorada del puntal. De estas relaciones resulta el ancho de una puntal w_s de la (Ecuación 3). La fuerza de los puntales del MPT para el nudo híbrido, por de la acción de la carga P se muestran en la (Tabla 3), donde F_{us} se reemplaza por las

fórmulas para P₁, P₂ y P₃ según corresponda, $\beta_s = 0,6$ para P₁ y P₂ y $\beta_s = 0,4$ para P₃ según la (Tabla 3) del ACI 318-14.

$$w_s = \frac{F_{us}}{\phi 0,85 \beta_s f'_c b} \quad (3)$$

Tabla 3. Resumen de fuerzas y anchos de los puntales con carga promedio de ensayo

| Puntal | F_{us} | | β_s | Ancho del puntal (cm) | ϕF_{ns} (kN) |
|----------------|--|-------|-----------|-----------------------|--------------------|
| | Fuerza de los puntales del MPT del nudo híbrido (kN) | | | | |
| P ₁ | $P_1 = \frac{P(n_2^2 - n_2)}{n}$ | 77,25 | 0,60 | 3,85 | 128,750 |
| P ₂ | $P_2 = \frac{P(n_1^2 - n_1)}{n}$ | 77,25 | 0,60 | 3,85 | 128,750 |
| P ₃ | $P_3 = \frac{P n_2}{0,71 n}$ | 72,54 | 0,40 | 5,42 | 72,535 |
| P ₄ | $P_4 = \frac{P n_1}{0,71 n}$ | 72,54 | 0,40 | 5,42 | 72,535 |

Los nodos deben cumplir con $\phi F_{nn} \geq F_{us}$, donde $\phi = 0,75$, F_{nn} es la resistencia nominal de una cara del nodo, y F_{us} es la fuerza a compresión mayorada del puntal. Si el ancho de ala de la viga I b_f en la (Figura 16.a), que cumple la función de placa de apoyo en el nudo es mayor o igual a la obtenida con la (Ecuación 1), la capacidad resistente de diseño de las caras del nodo 2 ϕF_{nn2} serán mayores que las fuerzas ejercidas de los puntales F_{us} P₁, P₂, P₃ y P₄ pues el ancho b_f en la (Ecuación 1) será mayor que los anchos requeridos por las (Ecuación 3). En la zona nodal 4 simétrica

con 5 de la (Figura 16.b), la transferencia de esfuerzos a la región B del tensor T₃ se garantiza con la continuidad del acero a tracción a lo largo de la viga, el tensor T₁ que se debe colocar en forma de estribos proporciona resistencia por el puntal P₃. Para el nudo 1 de la (Figura 14.b), la resistencia de la zona nodal se garantiza por el bloque de compresiones del puntal P₁. Un resumen aplicativo al ensayo experimental realizado con las carga de falla promedio se muestra en (Tabla 4).

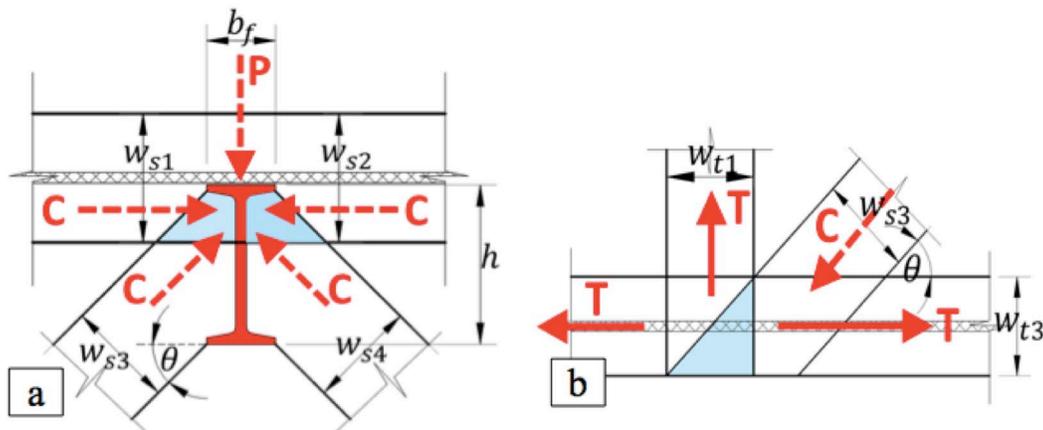


Figura 16. Nodos del MPT. a) Nudo 2 tipo CCC según ACI 318-14; b) Nudo 4 tipo CTT según ACI 318-14

Tabla 4. Comprobación de nodos del MPT aplicado a las vigas ensayadas

| Nodo | | β_n | f_{ce} (MPa) | Acción | | F_u (kN) | Ancho (cm) | F_{nn} | ϕF_{nn} | Cumple | $\frac{\phi F_n}{F_u}$ |
|------|------|-----------|-------------------|--------------------------------|------|---------------|---------------|----------|---------------|--------|------------------------|
| # | Tipo | | | # | Tipo | | | | | | |
| 1=3 | CCT | 0,8 | 14,28 | P ₁ =P ₂ | C | 77,25 | 3,85 | 137,33 | 103,00 | SI | 1,33 |
| | | | | T ₁ =T ₂ | T | 51,50 | 9,40 | 335,58 | 251,69 | SI | 4,89 |
| | | | | Cc | C | 77,25 | 3,85 | 137,33 | 103,00 | SI | 1,33 |
| 2 | CCC | 1 | 17,85 | P | C | 103,00 | 5,00 | 223,13 | 167,34 | SI | 1,62 |
| | | | | P ₁ =P ₂ | C | 77,25 | 3,85 | 171,67 | 128,75 | SI | 1,67 |
| | | | | P ₃ =P ₄ | C | 72,54 | 5,42 | 241,78 | 181,34 | SI | 2,50 |
| 4=5 | CTT | 0,6 | 10,71 | P ₃ =P ₄ | C | 72,54 | 5,42 | 145,07 | 108,80 | SI | 1,50 |
| | | | | T ₁ =T ₂ | T | 51,50 | 9,40 | 251,69 | 188,76 | SI | 3,67 |
| | | | | T ₃ | T | 128,75 | 9,40 | 251,69 | 188,76 | SI | 1,47 |

Se propone para futuras ensayos experimentales la incorporación de suspensores. La fuerza total de apoyo debe transferirse a la parte superior del miembro (viga) por medio de refuerzo colgante (suspensores) distribuido en el ancho del alma de la viga de apoyo, tales como los mostrados en la (Figura 14.c) (FIP, 1999). La transmisión de fuerzas de la viga metálica a la viga de hormigón la convierte en un apoyo indirecto (ACI-445, 2002), a fin de satisfacer el equilibrio en el nudo para las fuerzas hacia arriba de los tirantes hacen falta suspensores. Estos suspensores o estribos deben estar ubicados dentro de la intersección del alma de la viga principal de hormigón y la viga que transfiere la carga (Novak, 2010). Un detalle apropiado para nudo en viga - viga de hormigón, requiere el uso de estribos de suspensión bien anclados a la viga principal (Nilson et al., 2010). Los apoyos indirectos han sido tratadas en algunos códigos con reglas de detallado que indica la necesidad de disponer suspensores, pero aún no han sido incorporadas en ACI 318-14.

4. Conclusiones

El ensayo corrobora que aun atravesando la viga de acero es confiable su vida de servicio, pues las vigas ensayadas alcanzan resistencias superiores al 10% con respecto a las teóricas, a pesar que se le quitó los factores de reducción de resistencia. Las hipótesis iniciales de la investigación afirmaban que el nudo disminuía la resistencia de la viga y se ha demostrado en los ensayos que no. El método tradicional de diseño a flexión del ACI que se ha venido usando en las vigas con nudos híbridos ya en servicio

es aceptable, aunque se admite es una región D que no cumplen los principios de planeidad de sección para aplicar las fórmulas típicas del diseño a flexión del ACI 318-14, pero en los ensayos se encuentra que la resistencia es aproximadamente equivalente a esas fórmulas, atribuido a los factores de seguridad de las normas.

El nudo híbrido pasante ofrece mayor ventaja que los nudos tradicionales que usan insertos o anclajes, pues da continuidad a la viga de acero y atravesando la sección como la (Figura 4.a) adquiere la forma de placa de apoyo, tiene como ventaja que distribuye mejor la carga puntual aplicada, que los típicos anclajes en forma de gancho de la (Figura 4b), corroborado por valor promedio de los ensayos experimentales que es mayor de los modelos MC sobre los modelos MD de la (Tabla 1).

Se puede descartar una falla por carga horizontal de la viga, pues los ensayos demostraron que no dominan el diseño. Las cargas laterales en los nudo híbridos en vigas de modelos computacionales de edificios con nudos híbridos (Castañeda y Mielles, 2017), son muy inferiores a los que se obtuvieron durante el ensayo experimental

El MPT da mayor área de acero longitudinal en la viga, superior al 15% que las fórmulas de la teoría de la flexión, porque reconoce la región D con la carga P aplicada en los costados de la viga. Esto disminuye la altura de los puntales y tirantes, y cumple la recomendación del ACI para vigas con cargas de este tipo. EL MPT tiene fórmulas generalizadas para una viga de cualquier luz con un solo nudo híbrido, pero en base a ese MPT se pueden extender para vigas con más de un nudo.

5. Referencias

- ACI-318S-14. (2014)**, Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural. Farmington Hills: American Concrete Institute.
- ACI-445. (2002)**, Diseño de Hormigón Estructural usando Modelos de Bielas y Tirantes. Farmington Hills.
- Aguiar, R. (2014)**, *Análisis Matricial de Estructuras* p. 6-8, Quito - Ecuador: Universidad de las Fuerzas Armadas-ESPE.
- Aguiar, R., Revelo, M., & Tapia, W. (2010)**, Análisis de conexiones viga-columna de acuerdo al código ACI Paper presented at the Jornadas de investigación, Quito.
- ASCE. (1994)**, Guidelines for desing of joints between steel beams an reinforced concrete columns. *Journal of structural engineering*, 120 No. 8. doi: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1994\)120:8\(2330\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1994)120:8(2330))
- Aznar, A., García, H., Ignacio, J., Herrera, J. O., & Cervera, J. (2008)**, Conexión de forjados de hormigón a soportes metálicos. Paper presented at the IV CONGRESO ACHE. Congreso Internacional de Estructuras, Valencia.
- Castañeda, E., & Mieles, Y. (2016)**, Reflexiones sobre daños observados en edificios de vigas con nudos híbridos y losas "steel deck" ante el sismo del 16 de abril de 2016. Paper presented at the Proceedings of the "First Annual State-of-the-Art in Civil Engineering Structures and Materials", Quito.
- Castañeda, E., & Mieles, Y. (2017)**, Una mirada al comportamiento estructural de columnas, vigas, entresijos y edificaciones durante el sismo de Ecuador 2016. *Revista Ingeniería de la Construcción*, Vol. 32 No. 3 doi: <http://dx.doi.org/10.4067/S0718-50732017000300157>.
- Chen, Q., Cai, J., Bradford, M. A., Liu, X., & Wu, Y. (2015)**, Axial Compressive Behavior of Through-Beam Connections between Concrete-Filled Steel Tubular Columns and Reinforced Concrete Beams. *Journal of structural engineering*, 141(10), 04015016. doi: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0001249](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001249)
- EHE-08. (2008)**, Instrucción de Hormigón Estructural. Madrid.
- FIP. (1999)**, Practical design of structural concrete. *FIP Commission 3, Practical Design*.
- Garzón, J. (2013)**, *Estudio del comportamiento a flexocompresión de soportes de hormigón armado reforzados con angulares y presillas metálicos*. (Tesis Doctoral), Valencia, Universidad Politécnica de Valencia.
- Kuramoto, H., & Nishiyama, I. (2004)**, Seismic performance and stress transferring mechanism of through-column-type joints for composite reinforced concrete and steel frames. *Journal of structural engineering*, 130(2), 352-360. doi: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2004\)130:2\(352\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2004)130:2(352))
- Li, W., Li, Q.-n., Jiang, W.-s., & Jiang, L. (2011)**, Seismic performance of composite reinforced concrete and steel moment frame structures—state-of-the-art. *Composites Part B: Engineering*, 42(2), 190-206. doi: <https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2010.10.008>
- MacGregor, J. (2002)**, Derivación de modelos de bielas y tirantes para el Código ACI 2002. *ACI Structural Journal*.
- Mander, J. B., Priestley, M. J., & Park, R. (1988)**, Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of structural engineering*, 114(8), 1804-1826. doi: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1988\)114:8\(1804\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1988)114:8(1804))
- Marcus, J., & Thiers, R. (2015)**, Control del daño sísmico estructural en pórticos prefabricados de hormigón armado a través de uniones híbridas autocentranes. *Obras y Proyectos*(18), 46-55. doi: <https://doi.org/10.4067/S0718-28132015000200004>
- Mieles, Y., & Castañeda, E. (2016a)**, Estudio de alteraciones en el comportamiento estructural de vigas de hormigón armado con nudos híbridos mediante el empleo de gráficos momento-curvatura. *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, 21,1, 45-59.
- Mieles, Y., & Castañeda, E. (2016b)**, Reflexiones sobre daños observados en edificios de vigas con nudos híbridos y losas "steel deck" ante el sismo del 16 de abril de 2016. Paper presented at the Proceedings of the "First Annual State-of-the-Art in Civil Engineering Structures and Materials", Quito.
- Nie, J., Bai, Y., & Cai, C. (2008)**, New connection system for confined concrete columns and beams. I: Experimental study. *Journal of structural engineering*, 134(12), 1787-1799. doi: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2008\)134:12\(1787\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2008)134:12(1787))
- Nilson, A., Darwin, D., & Dolan, C. (2010)**, *Design of Concrete Structures*, p. 332-356 (McGraw-Hill Ed. Fourteenth ed.).
- Novak, L. C. (2010)**, SP-273: Further Examples for the Design of Structural Concrete with Strut-and-Tie Models. *Special Publication*, 273.
- NSR (2012)**, Norma Sismo Resistente de Colombia, Título C Concreto Estructural.
- Rasoul, S., & Bakhshayesh, N. (2013)**, Analytical investigation of a new Through-Column-Type Joint for composite reinforced concrete and steel frames. Paper presented at the The 2013 World Congress on Advances in Structural Engineering and Mechanics, Jeju-Korea.
- Rasoul, S., Bakhshayesh, N., & Mehdi, M. (2016)**, Moment-connection between continuous steel beams and reinforced concrete column under cyclic loading. *Journal of Constructional Steel Research*, 118, 105-119. doi: <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2015.11.002>
- Reineck, K. (2002)**, Ejemplos para el Diseño de Hormigón Estructural usando Modelos de Bielas y Tirantes. *ACI Structural Journal*.
- Schlaich, J., Schäfer, K., & Jennewein, M. (1987)**, Toward a consistent design of structural concrete. *PCI journal*, 32(3), 74-150. doi: <https://doi.org/10.15554/pci.j.05011987.74.150>
- Soto, J. (2012)**, *Proyecto de conexiones de vigas de acero a muros de concreto en estructuras mixtas*. Universidad Católica Andrés Bello.
- Ugel, R. (2015)**, Vulnerabilidad sísmica en edificaciones porticadas compuestas de acero y hormigón armado. (Doctor), UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE CATALUNYA Barcelona.
- Wight, J., & MacGregor, J. (2012)**, *REINFORCED CONCRETE Mechanics and Design* (P. Education Ed. Sixth ed.).

