

Evaluación experimental del desempeño estructural de conexiones de placa base en columnas de acero

Experimental evaluation of the structural performance of steel column base plate connections

 <https://doi.org/10.47230/unesum-ciencias.v10.n3.2026.90-103>

Recibido: 10-05-2026

Aceptado: 10-08-2026

Publicado: 01-10-2026

Luis Oswaldo Zambrano Mendoza^{1*}

 <https://orcid.org/0009-0004-8643-5757>

Brian Cagua Gómez²

 <https://orcid.org/0000-0003-2530-8549>

William Stalin Alcívar Moreira³

 <https://orcid.org/0009-0006-6744-9277>

1. Programa de Maestría en Ingeniería Civil mención Estructuras; Universidad Técnica de Manabí; Portoviejo, Ecuador.
2. Profesor Invitado, Programa de Maestría en Ingeniería Civil mención Estructuras; Universidad Técnica de Manabí; Portoviejo, Ecuador.
3. Departamento de Construcciones Civiles, Arquitectura y Geología; Universidad Técnica de Manabí; Portoviejo, Ecuador.

Volumen: 10

Número: 3

Año: 2026

Paginación: 90-103

URL: <https://revistas.unesum.edu.ec/index.php/unesumciencias/article/view/1164>

***Correspondencia autor:** lzambrano7995@utm.edu.ec

RESUMEN

Este trabajo presenta el diseño experimental y la verificación preliminar de conexiones de placa base en columnas tubulares de acero rellenas de hormigón (CFT) sometidas a carga cíclica cuasi-estática. El estudio parte de un arquetipo estructural de dos niveles, representativo del contexto constructivo de Portoviejo, Ecuador, conformado por columnas CFT, vigas metálicas tipo I y sistema de piso con placa colaborante unidireccional. A partir del arquetipo se definieron la demanda sísmica de referencia conforme a la NEC-SE-DS 2015 y el escalamiento de especímenes de laboratorio con perfiles HSS 100×100×3 mm rellenos de hormigón de resistencia $f'_c \approx 21$ MPa. Se evaluaron dos configuraciones de conexión: una conexión tradicional de placa base (TR) y una conexión con silla rigidizadora y anclajes extendidos (ER). La campaña comprendió cinco ensayos, identificados como TR1, TR2, ER1, ER2 y ER3, ejecutados bajo el protocolo de AISC 341-22, Capítulo K. La respuesta se verificó mediante cinco parámetros globales: momento máximo, deriva máxima, rigidez inicial, rigidez final normalizada y energía disipada acumulada. TR1 y TR2 presentaron una respuesta consistente, con momentos máximos próximos a 23 kN·m. ER1 alcanzó el mayor momento de la campaña (27.66 kN·m), aunque con la mayor degradación relativa de rigidez. ER2 fue interrumpido por fractura del perno en la zona de rosca a una deriva de 3.85%, mientras que ER3, reconfigurado a partir de ER2 mediante varillas A615, exhibió menor rigidez inicial y mayor deformabilidad global. Los resultados verifican la pertinencia del programa experimental y permiten diferenciar preliminarmente la respuesta de las configuraciones.

Palabras clave: Conexiones de placa base, Columnas CFT, Carga cíclica, Diseño experimental, Anclajes extendidos, Estructuras de acero.

ABSTRACT

This paper presents the experimental design and preliminary verification of base-plate connections in concrete-filled steel tube (CFT) columns subjected to quasi-static cyclic loading. The study is based on a two-story structural archetype representative of the construction context of Portoviejo, Ecuador, consisting of CFT columns, steel I-section beams, and a one-way composite deck floor system. From this archetype, the reference seismic demand was defined according to the Ecuadorian code NEC-SE-DS 2015, and laboratory specimens with concrete-filled HSS 100×100×3 mm sections ($f'_c \approx 21$ MPa) were scaled. Two connection configurations were evaluated: a traditional base-plate connection (TR) and a stiffened chair-type connection with extended anchors (ER). The experimental program comprised five tests, identified as TR1, TR2, ER1, ER2, and ER3, conducted under the AISC 341-22 Chapter K loading protocol. The response was verified through five global parameters: maximum moment, maximum drift, initial stiffness, normalized final stiffness, and accumulated dissipated energy. Specimens TR1 and TR2 showed a consistent response, with maximum moments close to 23 kN·m. ER1 reached the largest moment of the campaign (27.66 kN·m), although with the greatest relative stiffness degradation. ER2 was interrupted by bolt fracture in the threaded region at a drift of 3.85%, whereas ER3, reconfigured from ER2 using A615 bars, exhibited lower initial stiffness and greater global deformability. The results verify the suitability of the experimental program and allow a preliminary differentiation of the tested configurations.

Keywords: Base-plate connections, CFT columns, Cyclic loading, Experimental design, Extended anchor bolts, Steel structures.



Creative Commons Attribution 4.0
International (CC BY 4.0)

Introducción

Las conexiones de placa base en columnas de acero constituyen componentes críticos en pórticos resistentes a momento, debido a que transfieren las fuerzas axiales, cortantes y momentos flectores desde la superestructura hacia la cimentación. En estructuras sometidas a demanda sísmica, la hipótesis simplificada de base perfectamente empotrada puede no representar adecuadamente la rigidez rotacional, la resistencia ni la capacidad de deformación de la conexión, especialmente cuando se desarrollan fenómenos locales como la flexión de la placa, la elongación de los anclajes o el levantamiento parcial de la base (Gong, 2004; Grauvilardell et al., 2005; Kanvinde et al., 2013). Dado que la respuesta de la conexión de base condiciona la distribución de demandas en el resto del sistema, su representación realista resulta relevante para la evaluación del desempeño sísmico global de pórticos de acero (Gong, 2004). Esta condición es particularmente importante en sistemas con columnas tubulares de acero rellenas de hormigón (CFT), cuyo uso resulta atractivo en edificaciones de baja y mediana altura por su eficiencia resistente y constructiva (Duan et al., 2024).

Desde el punto de vista mecánico, el comportamiento de una conexión de placa base expuesta depende de la interacción entre la placa, los anclajes, la soldadura, la columna y la zona de compresión en el apoyo. Bajo carga lateral cíclica, esta interacción puede producir respuestas no lineales con degradación de rigidez, deslizamiento, apertura local y variación de la demanda en los anclajes. Estudios previos han mostrado que la selección del anclaje, el detalle de montaje, la longitud libre disponible y las holguras locales pueden modificar de forma significativa la respuesta momento-rotación y el modo de falla de la conexión (Gomez et al., 2010; Takamatsu & Tamai, 2005; Torres-Rodas et al., 2016). En la práctica profesional, el dimensionamiento de estas conexiones se apoya habitualmente en guías de diseño

como la AISC Design Guide 1 (Fisher & Kloiber, 2006), orientadas principalmente a condiciones de carga estática, lo que refuerza la necesidad de evidencia experimental sobre su comportamiento cíclico.

En los últimos años se han propuesto configuraciones de placa base con anclajes extendidos y elementos rigidizadores, incluyendo sistemas tipo silla, con el propósito de modificar la trayectoria de transferencia de fuerzas y favorecer una participación más controlada del sistema de anclaje (Torres-Rodas et al., 2022; Trautner et al., 2016). En la misma línea, se han desarrollado conexiones de base auto-centrantes orientadas a concentrar la deformación en componentes reemplazables y minimizar el daño residual de la estructura (Elettore et al., 2021). Estas configuraciones se relacionan con el concepto de placas base expuestas con pernos extendidos (EBP-EAB), en las que la longitud libre del anclaje puede influir sobre la deformabilidad y la respuesta cíclica de la conexión (Torres-Rodas et al., 2022, 2025). No obstante, la geometría de la conexión por sí sola no garantiza una respuesta favorable: el comportamiento también depende del material del anclaje, del detalle de rosca, de la rigidez relativa de placas y rigidizadores, y de las condiciones reales de fabricación y montaje (Roller et al., 2025; Torres-Rodas et al., 2025).

En el contexto ecuatoriano, la evidencia experimental sobre conexiones de placa base en columnas CFT sometidas a carga cíclica es limitada. Esta falta de información dificulta valorar, desde una perspectiva local, cómo responden las soluciones constructivas empleadas en edificaciones de baja altura frente a demandas laterales reversibles. Además, en programas experimentales de escala reducida es necesario documentar con claridad el vínculo entre el arquetipo estructural, el diseño de la conexión, la matriz de ensayos y los parámetros de respuesta seleccionados. Esta trazabilidad es especialmente importante cuando el objetivo no es establecer una recomenda-

ción general de diseño, sino verificar preliminarmente el comportamiento global de configuraciones representativas.

En respuesta a esta necesidad, el presente artículo documenta el diseño experimental y la verificación preliminar de conexiones de placa base en columnas CFT sometidas a carga cíclica cuasi-estática conforme al protocolo de AISC 341-22, Capítulo K (American Institute of Steel Construction, 2022). El estudio parte de un arquetipo estructural local de dos niveles, a partir del cual se definieron y escalan especímenes con perfiles HSS 100 × 100 × 3 mm rellenos de hormigón. Se consideraron dos configuraciones: una conexión tradicional de placa base (TR) y una conexión con silla rigidizadora y anclajes extendidos (ER). La campaña incluyó cinco ensayos, identificados como TR1, TR2, ER1, ER2 y ER3, donde ER3 corresponde a una reconfiguración exploratoria del conjunto previamente ensayado como ER2.

El alcance del trabajo se limita a una verificación experimental preliminar mediante cinco parámetros globales: momento máximo, deriva máxima alcanzada, rigidez inicial,

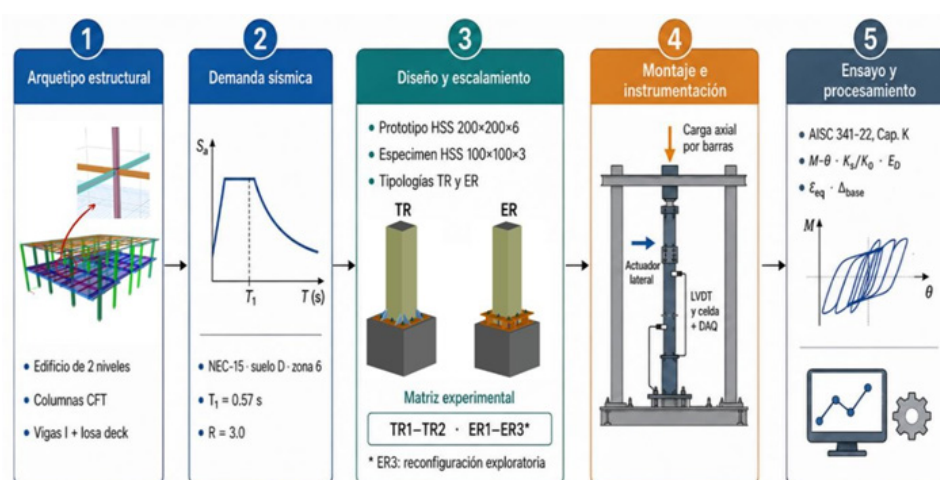
rigidez final normalizada y energía disipada acumulada. Por tanto, este artículo no desarrolla una caracterización histerética completa ni establece conclusiones generales de diseño. Su contribución principal es documentar una ruta metodológica reproducible —arquetipo, demanda, diseño de conexión, matriz experimental, ensayo y procesamiento preliminar— y presentar evidencia inicial sobre la respuesta global de dos configuraciones de placa base para columnas CFT bajo condiciones de laboratorio.

Metodología

La metodología se organizó como una secuencia integrada de cinco etapas, resumida en la Figura 1: (i) definición de un arquetipo estructural local y de su demanda sísmica de referencia; (ii) selección y escalamiento del espécimen de laboratorio; (iii) diseño de dos configuraciones de conexión de placa base; (iv) fabricación y ensayo cíclico cuasi-estático de cinco especímenes; y (v) procesamiento de los registros para obtener parámetros globales de verificación preliminar. Las subsecciones siguientes describen cada etapa.

Figura 1.

Marco metodológico del estudio



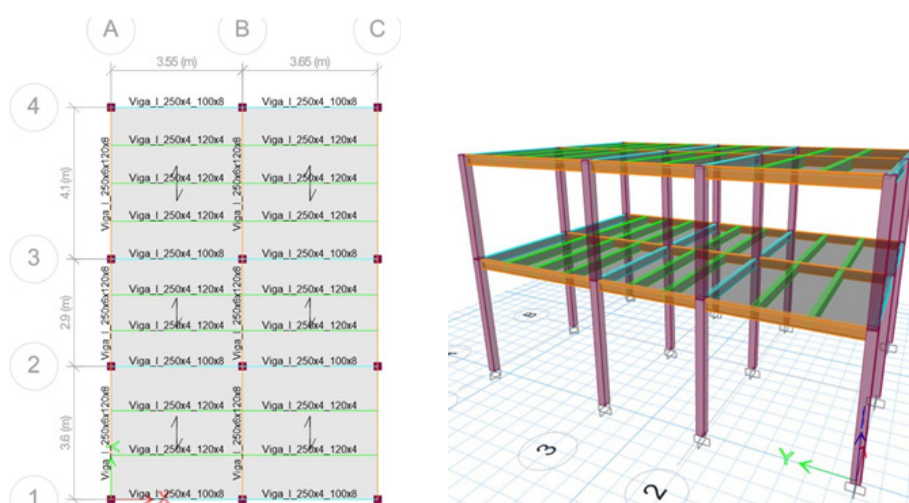
Arquetipo estructural y demanda sísmica de referencia

El arquetipo corresponde a una edificación de dos niveles representativa del contexto constructivo de Portoviejo, Ecuador, con luces de 3.55 m y 3.65 m en la dirección X, y de 3.60 m, 2.90 m y 4.10 m en la dirección Y. Las alturas de entrepiso fueron 3.50 m en

el primer nivel y 2.88 m en el segundo. El sistema resistente se configuró con columnas CFT, vigas metálicas tipo I principales y secundarias, y un sistema de piso con placa colaborante unidireccional. El modelo tuvo un área aproximada de 152.64 m² y un peso de acero estructural de 6.97 T, equivalente a 45.7 kg/m².

Figura 2.

Arquetipo estructural de referencia: (a) planta del sistema estructural; (b) vista tridimensional del modelo

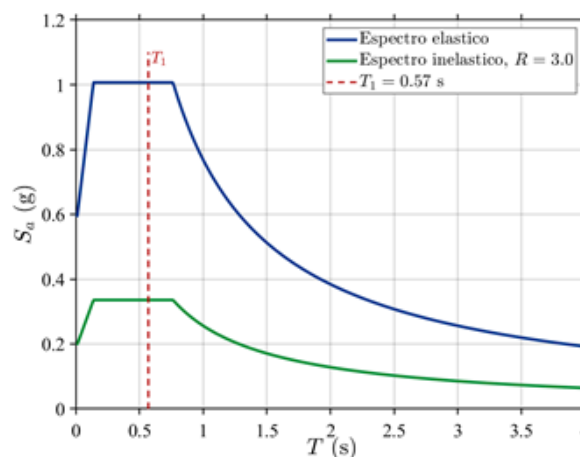


La demanda sísmica se definió conforme al espectro de diseño de la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS 2015 (MIDU-VI, 2014b) para la región Costa: zona sísmica VI, suelo tipo D, factor de importancia $I = 1.0$ y relación de amortiguamiento crítico del 5%. El análisis estructural consideró las combinaciones de carga y los estados de carga establecidos en la NEC-SE-CG 2015 (MIDU-VI, 2014a). Dado que el sistema de columnas tubulares de acero rellenas de hormigón no figura entre los sistemas estructurales tipificados en la NEC-SE-DS 2015, se adoptó un factor de reducción de respuesta $R = 3$ como criterio de diseño conservador, sin que ello implique una clasificación normativa del sistema ni una recomendación para su implementación, la cual requeriría el establecimiento previo de criterios normativos específicos que actualmente no están disponibles para esta

configuración. El espectro elástico e inelástico resultante se presenta en la Figura 3.

Figura 3.

Espectros de diseño elástico e inelástico (NEC-SE-DS 2015) para la región Costa, zona sísmica VI y suelo tipo D



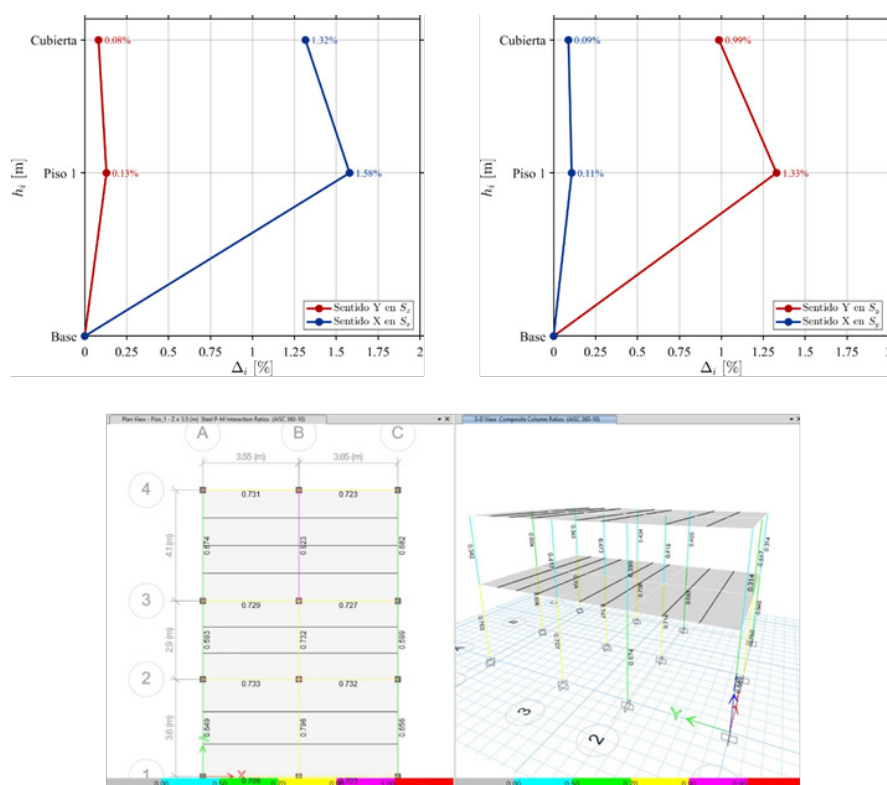
El análisis modal entregó periodos de 0.57 s, 0.54 s y 0.45 s para los tres primeros modos, con el periodo fundamental ubicado dentro de la meseta del espectro elástico. La verificación del arquetipo bajo el espectro inelástico arrojó derivas máximas de aproximadamente 1.58% y 1.32% en los niveles 1 y 2 para la dirección X, y de 1.33% y 0.99% para la dirección Y, según se aprecia en la Figura 4a. Las relaciones demanda/capacidad se situaron entre 0.30 y 0.80 en columnas y entre 0.50 y 0.90 en vigas, como muestra la Figura 4b. Estos valores confirmaron que el arquetipo satisface las verificaciones de la norma bajo las condiciones adoptadas y se emplearon como base para definir la demanda de referencia del programa experimental.

El modelo asumió una condición de base empotrada en el apoyo de las columnas.

No se incluyó la modelación ni el diseño de la cimentación, dado que el alcance de este trabajo se concentra en la conexión de placa base como interfaz de anclaje de la columna, y no en la respuesta del sistema suelo-cimentación. Asimismo, conviene precisar que la verificación del arquetipo tuvo como único propósito definir una demanda sísmica representativa para el programa experimental; no constituye una propuesta de diseño sismorresistente para este tipo de estructuras ni supone su validación normativa. La caracterización completa de las conexiones viga-columna y de los detalles sísmicos asociados a esta configuración se identifica como una línea necesaria para trabajos futuros, orientada a ampliar la información disponible sobre el comportamiento sísmico de un componente relevante de este sistema estructural.

Figura 4.

Respuestas del análisis estructural del arquetipo: (a) derivas inelásticas máximas por nivel; (b) relaciones demanda/capacidad de vigas y columnas



Selección y escalamiento del espécimen

A partir del arquetipo estructural se seleccionó una columna CFT como elemento representativo para definir el espécimen experimental. El objetivo no fue reproducir la edificación a escala completa, sino establecer una configuración de laboratorio que permitiera aislar, bajo condiciones controladas, la transferencia de fuerza lateral, momento y rotación global en la zona de placa base, manteniendo una relación directa con las demandas obtenidas del modelo estructural.

El escalamiento del espécimen se orientó a conservar un nivel de demanda axial comparable al del arquetipo, con una relación de carga axial del orden de 10 % de la capacidad axial de la columna. Dado que el ensayo se realizó mediante aplicación de carga lateral en la parte superior del espécimen, la altura de ensayo y la configuración geométrica fueron definidas de modo que la demanda flexional inducida en la base permitiera igualar o exceder la demanda de referencia del modelo estructural.

Los especímenes se fabricaron con perfiles tubulares cuadrados de acero A36 HSS 100×100×3 mm rellenos de hormigón, con una altura total de 1500 mm, coincidente con la altura de aplicación de la carga lateral. El hormigón de relleno tuvo una resistencia a compresión $f'_c \approx 21$ MPa. Las propiedades del acero de perfiles, placas y anclajes corresponden a valores nominales de los materiales especificados o ejecutados (ver ASTM International, 2020a, 2020b, 2021), dado que este artículo no incorpora una caracterización mecánica mediante cupones de tracción.

Como referencia de capacidad de la sección, se estimó el momento probable mediante la Ecuación (1.0):

$$M_{prob} = C_{pr} \cdot R_y \cdot F_y \cdot Z_x \quad (1.0)$$

donde el factor C_{pr} , definido en la Ecuación (2.0), considera la máxima resistencia esperada de la conexión, incluido el endurecimiento por deformación:

$$C_{pr} = \min \left[\frac{(F_y + F_u)}{2F_y}; 1.2 \right] = 1.2 \quad (2.0)$$

con $R_y = 1.5$ como factor de sobrerresistencia del acero A36 conforme a AISC 341-22, $F_y = 248$ MPa como tensión de fluencia nominal y $Z_x = 42$ cm³ como módulo plástico de la sección. El valor resultante, $M_{prob} = 18.77$ kN·m, se emplea en este trabajo únicamente como referencia visual de la capacidad probable de la sección y no constituye un criterio de aceptación de los ensayos.

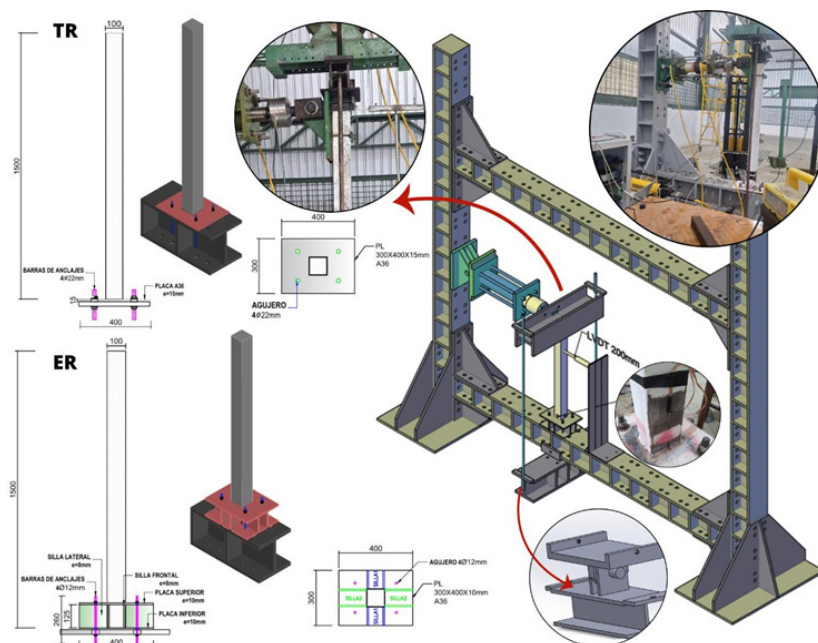
Configuraciones de conexión

Se evaluaron dos configuraciones, mostradas en la Figura 5. La conexión tradicional (TR) consiste en una placa base única PL 300×400×15 mm soldada al perfil tubular y fijada al marco de reacción mediante cuatro anclajes, sin longitud libre definida del anclaje entre placas ($l_b = 0$). Su dimensionamiento sigue la práctica habitual recogida en la AISC Design Guide 1 (Fisher & Kloiber, 2006).

La conexión con silla rigidizadora y anclajes extendidos (ER) emplea un sistema de doble placa —dos placas PL 300×400×10 mm— unidas por rigidizadores verticales de 8 mm de espesor que enmarcan la columna, generando una longitud libre nominal $l_b = 125$ mm destinada a permitir una mayor participación deformacional del sistema de anclaje. Esta tipología se relaciona con el concepto de placa base expuesta con pernos extendidos descrito en la literatura reciente (Torres-Rodas et al., 2022).

Figura 5.

Esquema del montaje experimental e instrumentación, con detalle de las configuraciones de placa base ensayadas: conexión tradicional TR con placa única y conexión ER con silla rigidizadora, doble placa y anclajes extendidos. Dimensiones en mm



Matriz experimental

La matriz comprendió cinco ensayos (Tabla 1): TR1 y TR2 con conexión tradicional, y ER1, ER2 y ER3 con silla rigidizadora y anclajes extendidos. ER3 amplió la matriz

inicialmente prevista: corresponde a una reconfiguración exploratoria del conjunto previamente ensayado como ER2, ejecutada tras la falla localizada de su sistema de anclaje, por lo que no constituye un espécimen independiente fabricado desde cero.

Tabla 1.

Matriz experimental resumida

Ensayo	Configuración	Condición metodológica
TR1	Tradicional	Ensayo independiente
TR2	Tradicional	Ensayo independiente
ER1	Silla rigidizadora y anclajes extendidos	Ensayo independiente
ER2	Silla rigidizadora y anclajes extendidos	Ensayo interrumpido por fractura del anclaje
ER3	Silla rigidizadora y anclajes extendidos	Reconfiguración exploratoria del conjunto ER2

Una condición relevante del programa fue la diferencia entre el sistema de anclaje previsto en el diseño y el material ejecutado: en TR1, TR2, ER1 y ER2 se instalaron pernos SAE J429 Grado 8, mientras que ER3 fue reconfigurado mediante varillas A615 con rosca mecanizada. Esta desviación se declara parte del alcance metodológico porque influye en la interpretación de los resultados; su análisis se limita aquí al nivel de verificación preliminar.

Montaje experimental

Los ensayos se ejecutaron en el Laboratorio de Estructuras de la Universidad Técnica de Manabí. La base de cada espécimen se fijó al patín superior de un marco de reacción de acero mediante los propios anclajes de cada configuración, y los desplazamientos laterales cíclicos se aplicaron en el extremo superior de la columna, a una altura $H = 1500$ mm.

La carga axial de compresión se aplicó mediante un sistema auxiliar y se sostuvo durante el ensayo mediante barras de acero tensadas. Un acoplamiento mecánico permitió la rotación y el desplazamiento lateral del espécimen asociados al protocolo, con-

servando la acción axial aplicada (ver Figura 5). La variación instantánea de la carga axial durante los ciclos no fue medida de forma independiente, condición que se considera en la interpretación de los resultados.

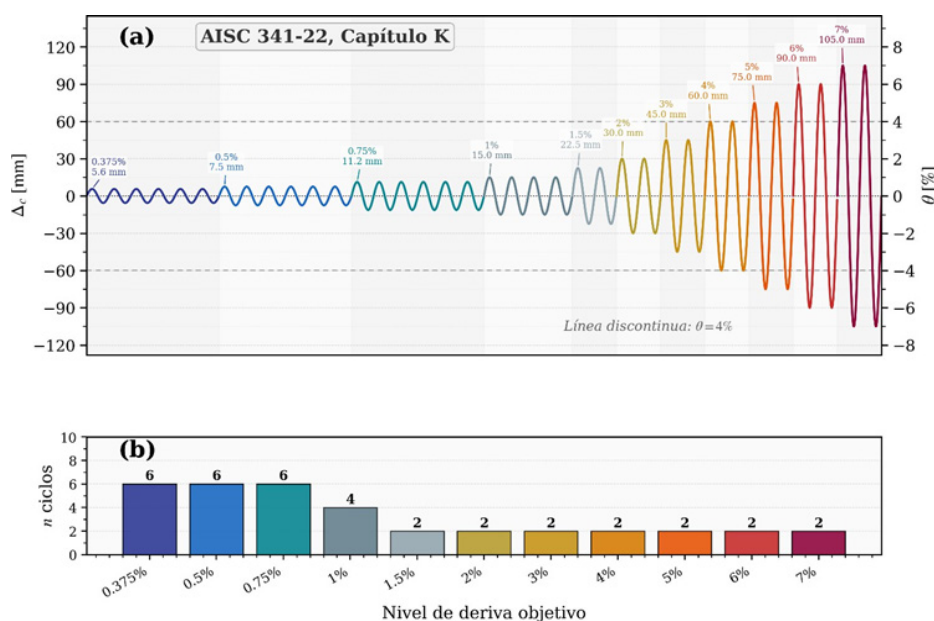
La instrumentación registró la fuerza lateral, el desplazamiento lateral a la altura de aplicación de carga y, cuando estuvo disponible, el levantamiento vertical relativo en la zona de placa base. El análisis de este artículo se concentra en los parámetros globales derivados de fuerza y desplazamiento.

Protocolo de carga cíclica

Los especímenes fueron sometidos a carga lateral cíclica cuasi-estática controlada por desplazamiento, con amplitudes crecientes conforme a AISC 341-22, Capítulo K [14]. Los niveles de deriva objetivo se transformaron a desplazamientos laterales mediante la altura de aplicación de carga. El protocolo se aplicó de manera uniforme a todos los especímenes, hasta el nivel máximo alcanzado por cada ensayo o hasta la pérdida de continuidad resistente del sistema de anclaje. La Figura 6 presenta la historia de desplazamiento objetivo y el número de ciclos por nivel de deriva.

Figura 6.

Protocolo de carga cíclica: (a) historia de desplazamiento lateral objetivo y deriva asociada; (b) número de ciclos por nivel de deriva



Procesamiento de datos y parámetros de verificación preliminar

Los registros de fuerza lateral y desplazamiento se procesaron para obtener parámetros globales de respuesta. El momento en la base se calculó mediante la Ecuación (3.0):

$$M_b = -F \cdot H \quad (3.0)$$

donde F es la fuerza lateral registrada y $H = 1.5$ m; el signo negativo es debido al convenio de signo invertido del canal de fuerza del sistema de adquisición, verificado mediante la correlación instrumental entre las señales de fuerza y desplazamiento. La rotación global se estimó mediante la Ecuación (4.0):

$$\theta = \frac{d}{H} \quad (4.0)$$

donde d es el desplazamiento lateral medido a la altura de aplicación de carga, lo que permite expresar la respuesta en términos comparables entre especímenes.

Para la verificación preliminar se seleccionaron cinco indicadores globales: momento máximo M_{max} , deriva máxima alcanzada θ_{max} , rigidez inicial K_0 , rigidez final normalizada K_f/K_0 y energía disipada acumulada ΣE_D . Estos parámetros permiten comparar resistencia, deformabilidad, rigidez y disipación global. La energía disipada acumulada se calculó como el área encerrada por los ciclos registrados en las curvas momento-rotación, y se reporta únicamente como métrica acumulada para los ciclos efectivamente disponibles en cada ensayo.

Alcance metodológico

El estudio corresponde a una campaña exploratoria con un número reducido de ensayos, que no permite inferencias estadísticas ni ecuaciones generales de diseño. ER3 debe interpretarse con cautela por su condición de reconfiguración del conjunto ER2. La carga axial no fue monitoreada en tiempo real durante los ciclos y las propiedades mecánicas de los materiales son nominales. Dentro de estos límites, la metodología do-

cumenta de forma trazable el paso desde un arquetipo estructural local hasta un programa experimental de conexiones de placa base en columnas CFT; el análisis histerético detallado, la evolución del levantamiento diferencial y la discusión de mecanismos de daño se reservan para un estudio experimental más amplio.

Análisis de resultados

La Figura 7 resume los cinco parámetros globales obtenidos en la campaña: momento máximo M_{max} , deriva máxima alcanzada θ_{max} , rigidez inicial K_0 , rigidez final normalizada K_f/K_0 y energía disipada acumulada ΣE_D . TR1, TR2, ER1 y ER3 completaron derivas superiores al 4%; ER2 fue interrumpido a una deriva de 3.85% por fractura del perno en la zona de rosca, por lo que sus parámetros corresponden a los ciclos efectivamente registrados antes de la interrupción.

Los especímenes tradicionales TR1 y TR2 presentaron una respuesta global consistente entre sí: momentos máximos de 22.76 y 23.44 kN·m, rigideces iniciales cercanas ($K_0 = 2495$ y 2590 kN·m/rad) y derivas superiores al 4%. Sus energías disipadas acumuladas fueron $\Sigma E_D = 3.305$ y 3.474 kN·m·rad, respectivamente. Los momentos máximos de ambos especímenes superaron la referencia de capacidad probable de la sección ($M_{prob} = 18.77$ kN·m).

Dentro de la serie con silla rigidizadora y anclajes extendidos, ER1 alcanzó el mayor momento máximo de la campaña ($M_{max} = 27.66$ kN·m), superior al de los especímenes tradicionales, junto con la mayor energía disipada acumulada ($\Sigma E_D = 4.508$ kN·m·rad). Sin embargo, presentó también la menor rigidez final normalizada ($K_f/K_0 = 0.406$), es decir, la mayor pérdida relativa de rigidez al final del ensayo.

ER2 alcanzó un momento máximo de 23.83 kN·m, comparable al intervalo de la serie TR, pero la fractura del perno en la zona de rosca interrumpió el ensayo antes de los niveles de mayor demanda, registrando la

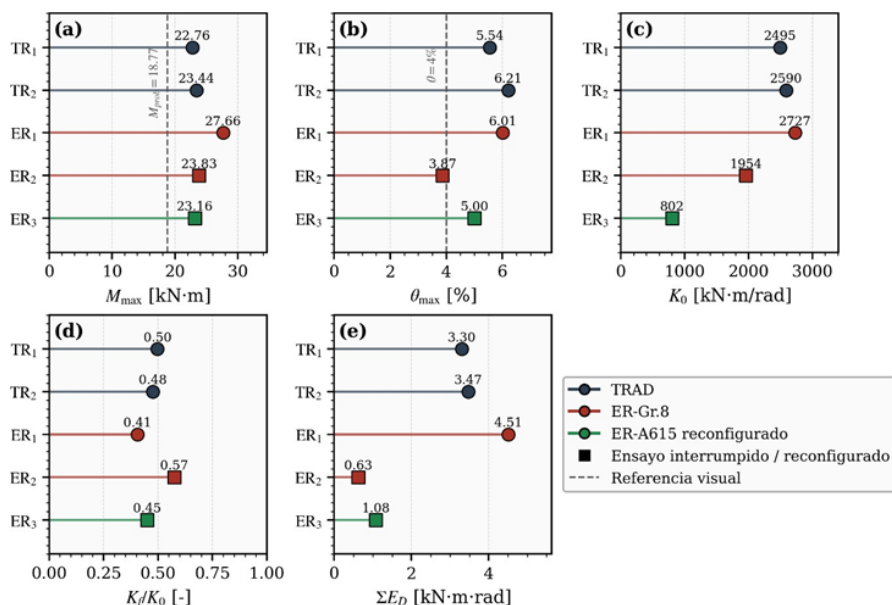
menor energía disipada acumulada de la campaña ($\Sigma E_D = 0.627 \text{ kN}\cdot\text{m}\cdot\text{rad}$).

ER3 alcanzó una deriva máxima de 5.00%, con la menor rigidez inicial de la campaña

($K_0 = 802 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{rad}$) y una energía acumulada intermedia ($\Sigma E_D = 1.079 \text{ kN}\cdot\text{m}\cdot\text{rad}$), superior a la de ER2 pero inferior a la de la serie TR y de ER1.

Figura 7.

Parámetros globales de verificación experimental preliminar: (a) momento máximo M_{max} ; (b) deriva máxima alcanzada θ_{max} ; (c) rigidez inicial K_0 ; (d) rigidez final normalizada K_f/K_0 ; y (e) energía disipada acumulada ΣE_D . La línea $M_{prob} = 18.77 \text{ kN}\cdot\text{m}$ corresponde al momento probable; la línea $\theta = 4\%$ se muestra como referencia de demanda cíclica. La energía acumulada corresponde a los ciclos efectivamente registrados en cada ensayo.



Discusión

La consistencia observada entre TR1 y TR2 indica que la configuración tradicional completó los niveles principales del protocolo bajo las condiciones de ensayo adoptadas, lo que habilita a la serie TR como referencia interna para interpretar la variabilidad de la serie ER. Que los momentos máximos de ambos especímenes superaran la capacidad probable estimada mediante la Ecuación (1) resulta coherente con el desarrollo de la resistencia esperada de la columna en la zona de conexión.

La combinación observada en ER1, mayor resistencia de la campaña junto con la mayor pérdida relativa de rigidez, es relevante porque previene una lectura del desempe-

ño basada únicamente en la resistencia: el incremento de capacidad no puede interpretarse de forma aislada como una mejora global del comportamiento. Este resultado es consistente con la evidencia de que la geometría de la conexión por sí sola no garantiza una respuesta cíclica favorable, y de que el material del anclaje y la rigidez relativa de los componentes condicionan el mecanismo desarrollado (Torres-Rodas et al., 2022, 2025).

En ER2, la fractura del perno en la zona de rosca gobernó la terminación del ensayo. Su baja energía disipada acumulada no debe interpretarse como una propiedad intrínseca de la configuración geométrica, sino como consecuencia del modo de terminación y de los ciclos efectivamente re-

gistrados. Esta observación es coherente con la influencia del detalle de rosca y de las condiciones reales de ejecución sobre el modo de falla reportada en la literatura (Roller et al., 2025; Torres-Rodas et al., 2025), y adquiere relevancia adicional considerando que el material instalado (SAE J429 Grado 8) difirió del previsto en el diseño.

La respuesta de ER3, mayor deformabilidad global, menor rigidez inicial y deriva máxima de 5.00 %, es compatible con una mayor participación deformacional del sistema de anclaje reconfigurado mediante varillas A615. No obstante, su condición de reconfiguración del conjunto previamente ensayado como ER2 impide atribuir la menor rigidez inicial exclusivamente al cambio de anclaje, dado que el conjunto acumuló una historia previa de carga cíclica. Por ello, sus resultados orientan hipótesis de diseño, pero no constituyen una validación independiente de la configuración.

La comparación entre familias muestra que la configuración con silla rigidizadora y anclajes extendidos no produjo una superioridad uniforme respecto de la conexión tradicional: ER1 combinó la mayor resistencia y energía acumulada con la mayor degradación de rigidez; ER2 fue interrumpido por la fractura del anclaje; y ER3 exhibió una respuesta más flexible, condicionada por su carácter reconfigurado. En contraste, TR1 y TR2 mostraron valores próximos entre sí en los cinco parámetros evaluados. Esta diferencia indica que, bajo las condiciones del programa, la respuesta global estuvo influida no solo por la geometría de la conexión, sino también por el sistema de anclaje y por la condición metodológica de cada ensayo.

Dado que no todos los especímenes alcanzaron la misma historia completa de carga, la comparación de ΣE_p debe entenderse como energía acumulada en los ciclos disponibles de cada ensayo, no como una medida equivalente de capacidad energética última. Con esta salvedad, los resultados verifican la pertinencia del diseño experimen-

tal: el programa permitió diferenciar respuestas globales entre configuraciones —mayor consistencia entre réplicas en la serie TR, mayor dispersión en la serie ER asociada al sistema de anclaje, la interrupción de ER2 y la reconfiguración de ER3— y motiva el desarrollo de estudios futuros orientados a una caracterización histerética más detallada de las configuraciones ensayadas. Estos resultados no permiten, sin embargo, establecer conclusiones estadísticas ni recomendaciones generales de diseño.

Conclusiones

Este artículo documentó el diseño experimental y la verificación preliminar de conexiones de placa base en columnas tubulares de acero rellenas de hormigón sometidas a carga cíclica cuasi-estática. El estudio articuló una ruta metodológica trazable —arquetipo estructural local, demanda sísmica conforme a la NEC-SE-DS 2015, escalamiento del espécimen, diseño de dos configuraciones de conexión y matriz de cinco ensayos bajo el protocolo de AISC 341-22, Capítulo K— y evaluó la respuesta mediante cinco parámetros globales: momento máximo, deriva máxima, rigidez inicial, rigidez final normalizada y energía disipada acumulada.

Los resultados verificaron la pertinencia del programa experimental. Los especímenes tradicionales TR1 y TR2 exhibieron una respuesta consistente entre réplicas, con momentos máximos próximos a 23 kN·m que superaron la capacidad probable estimada de la sección ($M_{prob} = 18.77$ kN·m) y derivas superiores al 4%. Esta consistencia habilita a la serie TR como referencia interna del programa y confirma que la configuración tradicional completó los niveles principales del protocolo bajo las condiciones de ensayo adoptadas.

La serie con silla rigidizadora y anclajes extendidos no mostró una superioridad uniforme respecto de la conexión tradicional, sino respuestas diferenciadas según la condición de cada ensayo. ER1 alcanzó la mayor resistencia de la campaña (27.66 kN·m)

acompañada de la mayor degradación relativa de rigidez, lo que evidencia que la resistencia máxima no debe adoptarse como indicador único de desempeño. ER2 desarrolló un momento comparable al de la serie tradicional, pero la fractura del perno en la zona de rosca a una deriva de 3.85% interrumpió el ensayo antes de los niveles de mayor demanda. ER3, reconfigurado a partir de ER2 mediante varillas A615, completó una deriva de 5.00% con la menor rigidez inicial de la campaña y una deformabilidad global mayor; sus resultados orientan hipótesis de diseño, pero no constituyen una validación independiente de la configuración por su condición reconfigurada y la historia previa de carga del conjunto.

En conjunto, la evidencia indica que la respuesta global de las conexiones estuvo condicionada no solo por la geometría de la placa base, sino también por el sistema de anclaje y por la condición metodológica de cada espécimen. Esta observación justifica el desarrollo de estudios posteriores orientados a la caracterización histerética completa de las conexiones y a la parametrización del material, el diámetro y la longitud libre de los anclajes, empleando especímenes independientes con caracterización mecánica de materiales mediante ensayos de tracción.

El alcance de estas conclusiones queda acotado por el carácter exploratorio de la campaña: el número reducido de ensayos sin réplicas estadísticas, el uso de propiedades nominales de materiales, la carga axial no monitoreada en tiempo real y la condición reconfigurada de ER3. En consecuencia, los resultados deben entenderse como una verificación experimental preliminar del diseño propuesto y como base para un programa paramétrico más amplio, no como fundamento para recomendaciones generales de diseño sísmico.

Agradecimientos

Los autores agradecen al Laboratorio de Estructuras de la Universidad Técnica de Manabí (UTM) por facilitar sus instalaciones

para la campaña experimental. En particular, se reconoce al Dr. Yordy Mieles por su gestión institucional para el uso del laboratorio, al Ing. Cristhian Cervantes por sus recomendaciones técnicas, apoyo en la modelación y asesoría durante el desarrollo del trabajo, y al personal técnico del laboratorio por su asistencia en la preparación y ejecución de los ensayos.

Bibliografía

- American Institute of Steel Construction. (2022). Seismic Provisions for Structural Steel Buildings (ANSI/AISC 341-22). American Institute of Steel Construction. <https://www.aisc.org/aisc/publications/current-standards/aisc-341/>
- ASTM International. (2020a). Standard specification for anchor bolts, steel, 36, 55, and 105-ksi yield strength. <https://doi.org/10.1520/F1554-20>
- ASTM International. (2020b). Standard Specification for Deformed and Plain Carbon-Steel Bars for Concrete Reinforcement. https://doi.org/10.1520/A0615_A0615M-20
- ASTM International. (2021). Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens. https://doi.org/10.1520/C0039_C0039M-21
- Duan, L., Lang, X., & Mou, B. (2024). Seismic behavior of circular exposed reinforced concrete-filled steel tubular column-base joint: Experimental, numerical and theoretical studies. *Structures*, 64, 106613. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2024.106613>
- Elettore, E., Freddi, F., Latour, M., & Rizzano, G. (2021). Design and analysis of a seismic resilient steel moment resisting frame equipped with damage-free self-centering column bases. *Journal of Constructional Steel Research*, 179, 106543. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2021.106543>
- Fisher, J. M., & Kloiber, L. A. (2006). Base plate and anchor rod design. American Institute of Steel Construction.
- Gomez, I. R., Deierlein, G. G., & Kanvinde, A. M. (2010). Exposed Column Base Connections Subjected to Axial Compression and Flexure. <https://api.semanticscholar.org/CorpusID:140004238>
- Gong, Y. (2004). Performance-based design of steel building frameworks under seismic loading. University of Waterloo Ontario.

- Grauvilardell, J. E., Lee, D., Hajjar, J. F., & Dexter, R. J. (2005). Synthesis of design, testing, and analysis research on steel column base plate connections in high-seismic zones [ST-04-02]. University of Minnesota. <https://www.aisc.org/media/phrjnh2x/synthesis-of-design-testing-and-analysis-research-on-steel-column-base-plate-connections-in-high-seismic-zones.pdf>
- Kanvinde, A., Jordan, S., & Cooke, R. (2013). Exposed column base plate connections in moment frames—Simulations and behavioral insights. *Journal of Constructional Steel Research*, 84, 82–93.
- MIDUVI. (2014a). NEC-SE-CG: Norma Ecuatoriana de la Construcción – Cargas (no sísmicas). Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/documentos-normativos-nec-norma-ecuatoriana-de-la-construccion/>
- MIDUVI. (2014b). NEC-SE-DS: Norma Ecuatoriana de la Construcción – Seguridad Estructural – Diseño Sismo Resistente. Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/documentos-normativos-nec-norma-ecuatoriana-de-la-construccion/>
- Roller, K., Billah, A. M., Kabir, M. A. B., Elshaer, A., & Iqbal, A. (2025). Experimental investigation of exposed column base plate connections subjected to combined axial load and biaxial bending. *Engineering Structures*, 342, 120890. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2025.120890>
- Takamatsu, T., & Tamai, H. (2005). Non-slip-type restoring force characteristics of an exposed-type column base. *Journal of Constructional Steel Research*, 61(7), 942–961. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2005.01.003>
- Torres-Rodas, P., Medalla, M., Lopez-Garcia, D., Herrera, M., Benitez, D., & Camacho, O. (2025). A mathematical model to simulate the cyclic behavior of exposed base plates with extended anchor bolts in steel moment frames subjected to earthquakes. *Structures*, 79, 109492. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2025.109492>
- Torres-Rodas, P., Medalla, M., Zareian, F., & Lopez-Garcia, D. (2022). Cyclic behavior and design methodology of exposed base plates with extended anchor bolts. *Engineering Structures*, 260, 114235. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2022.114235>
- Torres-Rodas, P., Zareian, F., & Kanvinde, A. (2016). Hysteretic Model for Exposed Column–Base Connections. *Journal of Structural Engineering*, 142(12), 04016137. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0001602](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001602)
- Trautner, C., Hutchinson, T., Grosser, P., & Silva, J. (2016). Effects of Detailing on the Cyclic Behavior of Steel Baseplate Connections Designed to Promote Anchor Yielding. *Journal of Structural Engineering*, 142(2), 04015117. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0001361](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001361)

Cómo citar: Zambrano Mendoza, L. O. ., Cagua Gómez, B. ., & Alcívar Moreira, W. S. . (2026). Evaluación experimental del desempeño estructural de conexiones de placa base en columnas de acero. *UNESUM - Ciencias. Revista Científica Multidisciplinaria*, 10(3), 90–103. <https://doi.org/10.47230/unesum-ciencias.v10.n3.2026.90-103>