

**UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA
SEDE QUITO**

**CARRERA:
INGENIERÍA CIVIL**

**Trabajo de titulación previo a la obtención del título de:
INGENIERO CIVIL**

**TEMA:
COMPORTAMIENTO EXPERIMENTAL DE CONEXIONES SOLDADAS ENTRE
TUBOS CUADRADOS DE ACERO CONFORMADOS POR PERFILES G DE
60X30X10X2 Y 80X40X15X3 mm SOMETIDAS A CARGA MONOTÓNICA**

**AUTORES:
JULIO SEBASTIAN BEJARANO SARITAMA
FRANKLIN PAUL VERDUGO ASTUDILLO**

**TUTOR:
CARLOS ALBERTO ROMERO ROMERO**

Quito, julio del 2020

CESIÓN DE DERECHOS DE AUTORES

Nosotros, Julio Sebastián Bejarano Saritama, con documento de identificación N° 092366568-1 y Franklin Paul Verdugo Astudillo, con documento de identificación N°172403267-5, manifestamos nuestra voluntad y cedemos a la Universidad Politécnica Salesiana la titularidad sobre los derechos patrimoniales en virtud de que somos autores del trabajo de titulación intitulado: COMPORTAMIENTO EXPERIMENTAL DE CONEXIONES SOLDADAS ENTRE TUBOS CUADRADOS DE ACERO CONFORMADOS POR PERFILES G DE 60X30X10X2 Y 80X40X15X3 mm SOMETIDAS A CARGA MONOTÓNICA, mismo que ha sido desarrollado para optar por el título de: Ingeniero Civil, en la Universidad Politécnica Salesiana, quedando la Universidad facultada para ejercer plenamente los derechos cedidos anteriormente.

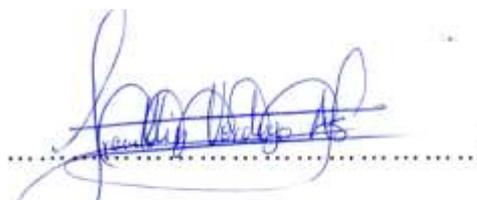
En aplicación a lo determinado en la Ley de Propiedad Intelectual, en nuestra condición de autores nos reservamos los derechos morales de la obra antes citada. En concordancia, suscribimos este documento en el momento que hacemos entrega del trabajo final en formato digital a la Biblioteca de la Universidad Politécnica Salesiana.



Nombre: Julio Sebastián Bejarano Saritama

Cédula: 092366568-1

Quito, julio del 2020



Nombre: Franklin Paul Verdugo Astudillo

Cédula: 172403267-5

DECLARATORIA DE COAUTORÍA DEL DOCENTE TUTOR

Yo, Carlos Alberto Romero Romero declaro que bajo mi dirección y asesoría fue desarrollado el artículo académico: COMPORTAMIENTO EXPERIMENTAL DE CONEXIONES SOLDADAS ENTRE TUBOS CUADRADOS DE ACERO CONFORMADOS POR PERFILES G DE 60X30X10X2 Y 80X40X15X3 mm SOMETIDAS A CARGA MONOTÓNICA, realizado por Julio Sebastián Bejarano Saritama y Franklin Paul Verdugo Astudillo, obteniendo un producto que cumple con todos los requisitos estipulados por la Universidad Politécnica Salesiana, para ser considerado como trabajo final de titulación.

Quito, julio del 2020



Atentamente:

Carlos Alberto Romero Romero

CI: 175806118-6

COMPORTAMIENTO EXPERIMENTAL DE CONEXIONES SOLDADAS ENTRE TUBOS CUADRADOS DE ACERO CONFORMADOS POR PERFILES G DE 60X30X10X2 Y 80X40X15X3 mm SOMETIDAS A CARGA MONOTÓNICA

EXPERIMENTAL BEHAVIOR OF WELDED CONNECTIONS BETWEEN SQUARE STEEL TUBES CONFORMED BY G PROFILES OF 60x30x10x2 AND 80x40x15x3 mm SUBJECTED TO MONOTONIC LOAD

Sebastián Bejarano-Saritama¹, Franklin Verdugo-Astudillo²

Resumen

Esta investigación tuvo por objetivo analizar mediante la realización de seis ensayos el comportamiento elastoplástico de conexiones soldadas con tubos de acero de sección cuadrada conformada por perfiles G de 60x30x2 y 80x40x3mm, sometidas a carga monotónica mediante el análisis experimental de la distorsión de la geometría de la sección transversal de los elementos de la unión viga-columna. Para esto fue necesario diseñar y fabricar un marco soporte con un sistema de aplicación de carga en la maquina universal del laboratorio de mecánica de materiales de la Universidad Politécnica Salesiana (UPS). Cada prueba consistió en imponer una carga progresiva en la conexión superior del pórtico, para medir los desplazamientos y distorsión de la geometría de los elementos unión viga - columna de la conexión inferior. Los resultados evidenciaron que la conexión sin refuerzo presenta una falla local generada por fuerza axial excesivamente concentrada (punzonado) que transmite la viga a la columna, que induce disminución de la carga de colapso experimental del pórtico en aproximadamente 12.82% con respecto a la

Abstract

The objective of this research was to analyze, through six tests, the elastoplastic behavior of welded connections with square-shaped steel tubes made up of 60x30x2 and 80x40x3mm G profiles, subjected to monotonic loading by experimental analysis of the distortion of the cross-section geometry of the beam-column joint elements. It was necessary to design and manufacture a support frame with a universal machine load application system in the materials mechanics laboratory of the Salesian Polytechnic University (UPS). Each test consisted of imposing progressive loading on the upper connection of the gantry, to measure in displacements and distortion of the geometry of the connecting elements column beam of the lower connection. The results showed that the connection without reinforcement presents a local fault generated by excessively concentrated axial force (punching) that transmits the beam to the column, which induces a decrease in the experimental collapse load of the gantry by approximately 12.82% with respect to the

¹ Estudiante Carrera de Ingeniería Civil - Universidad Politécnica Salesiana Quito; Sede Quito - Ecuador,

² Estudiante Carrera de Ingeniería Civil - Universidad Politécnica Salesiana Quito; Sede Quito - Ecuador,

Autor para correspondencia: jbejarano@est.ups.edu.ec, fverdugo@est.ups.edu.ec

teórica. Además, distorsiona la sección transversal de la columna en la unión soldada y da formación a la rótula plástica en dicho elemento por fuerza axial concentrada (punzonado) en la columna y distorsiona la sección de la viga dando formación de la rótula plástica en el elemento en cuestión.

theory. In addition, it distorts the cross-section of the column in the welded joint and the formation of the plastic kneecap in said element. The plates (stirrups) installed in the column of the welded joint avoids the failure by concentrated axial force (punching) in the column and distorts the beam section by forming the plastic ball joint in the element in question.

Palabras clave: *Carga monotónica, conexión soldada, Perfiles G, Rotula plástica.*

Keywords: *G Profiles, Monotonic Load, Welded Connection, Plastic hinge Joint.*

1. Introducción

Hasta hace poco tiempo el comportamiento elástico de los materiales era utilizado para el diseño de estructuras, debido al escaso conocimiento que se tenía del comportamiento de los materiales sometidos a deformaciones superiores a las elásticas. Sin embargo, avances importantes en modelos basados en la teoría de pórticos, han tratado de representar las etapas del comportamiento real de las estructuras, es así como se desarrollan los modelos elásticos no lineales que considera grandes desplazamientos y deformaciones, bajo solicitaciones estáticas y dinámicas.

Sin embargo, hay incertidumbre en el comportamiento plástico de las conexiones soldadas en tubos cuadrados de acero conformados por perfiles G doblados en frío, lo cual es fundamental para evitar posibles mecanismos de fallas que pudieran ocurrir en la edificación [1] sobre todo, si el nudo no cumple con el criterio viga débil – columna fuerte [2].

Por lo antes expuesto, en esta investigación se evaluará mediante ensayos experimentales la distorsión de la sección transversal de la viga y columna de la conexión soldada entre tubos cuadrados de acero conformados por perfiles G sometidas a carga monotónica, herramienta que permitirá evaluar el comportamiento elástico y plástico de los elementos de la unión soldada.

2. Materiales y Métodos

2.1 Materiales utilizados

2.1.1 Perfiles G conformados en frío.

Son perfiles de acero [2] que se fabrican plegando chapas metálicas, longitudes cortadas de bobinas o planchas siendo ambas operaciones realizadas a temperatura ambiente [3]. En el proceso de doblado en frío, una delgada lámina plana de acero se hace pasar a través de una serie de rodillos, cada uno de los cuales la va curvando progresivamente, hasta lograr la forma final con el tamaño y característica deseadas, como se muestra en la figura 1. El diseño de estos

perfiles queda definido por la especificación AISI [4].



Figura 1. Perfiles G conformados en frío [5].

2.1.2 Perfiles HEB laminados en caliente.

Son perfiles de acero que se obtienen generalmente de los lingotes de las coladas continuas, que son posteriormente tratados y conformados mediante laminadoras hasta darles la forma y dimensiones finales. Para esto los lingotes se calientan y deben pasar a través de rodillos que comprimen el material, dándole la forma transversal deseada, como se observa en la figura 2.



Figura 2. Perfiles estructurales HEB [5].

2.1.3 Platinas.

Son perfiles de acero [3] laminados en caliente de sección transversal rectangular, como se observa en la figura 3.



Figura 3. Platinas de acero [5].

2.1.4 Pernos ASTM A490.

Se designa pernos [6] a los dispositivos mecánicos de conexión, con cabeza cuadrada o hexagonal formados por un vástago cilíndrico con roscado exterior en su extremo libre, como se muestra en la Figura 4, que se insertan a través de agujeros pasantes en placas o piezas a unir y se sujetan con tuercas o arandelas de apriete en su extremo sobresaliente de rosca. Los pernos A490 son de alta resistencia, elaborados con acero de medio carbono aleados, templados y revestidos.



Figura 4. Perno estructural A490 [6].

2.1.5 Electrodo E6010 y E7018.

Los electrodos E6010 y E7018, como se observan en la Figura 5, son revestidos con alto contenido de celulosa [7]. Por otra parte, mediante la regulación del amperaje se logra proporcionar un arco uniforme, estable, fuerte con penetración profunda dentro del metal base.



Figura 5. Electrodo E6010 y E7018 [7].

2.2 Metodología

2.2.1 Determinación de la carga de colapso en los pórticos ensayados.

La carga de colapso de los pórticos ensayados fue determinada con la teoría de análisis plástico [8]. Para esto se propone un mecanismo de colapso como el que se muestra en la Figura 6.

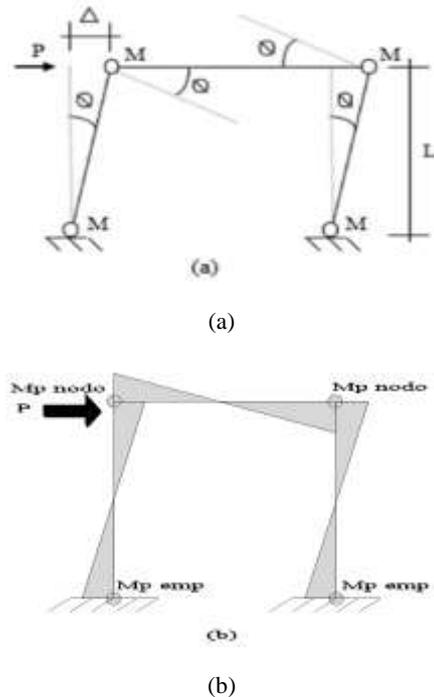


Figura 6. Mecanismo de colapso en los pórticos. (a) Mecanismo por rótulas plásticas. (b) Equilibrio de momento [8].

La carga de colapso “P” en los pórticos sin refuerzo se determinó aplicando el principio de trabajo externo igual a trabajo interno, mostrados en la Figura 6 (a) el mecanismo supuesto y en la 6 (b) el equilibrio de momento en la condición de plasticidad, considerando que para el análisis se identificaron dos capacidades a momento designadas como momento plástico en el nodo $M_{p\text{nodo}}$ y momento plástico por rotula en el empotramiento $M_{p\text{emp}}$.

Entonces aplicando la ecuación,

$$W_{\text{ext}} = W_{\text{int}}$$

$$P\Delta = 2(M_{p\text{emp}} + M_{p\text{nodo}}), \text{ pero } \Delta$$

$$\text{es igual a } \Delta = \theta * L$$

$$P * \theta * L = 2(M_{p\text{emp}} + M_{p\text{nodo}}) * \theta$$

Sin embargo, $M_{p\text{emp}}$ es igual a $M_{p\text{nodo}}$ entonces el momento nominal de la sección es $2M_n$, al despejar de la expresión:

$$P * \theta * L = 2(2M_n) * \theta$$

La carga de colapso P queda definida por la ecuación 1.

$$P = \frac{4M_n}{L} = \frac{4 \cdot 1.25 \cdot W_x \cdot F_y}{L} \quad (1)$$

Donde:

Mn: es momento nominal; 1.25 Wx: es módulo de sección elástico [4]; Fy: es esfuerzo de fluencia; L: es longitud del elemento, establecida en 45 cm

Sustituyendo en la ecuación 1, las propiedades mecánicas Wx, Fy, y L, como se muestra en la Tabla 1, de los tubos cuadrados conformados por perfiles G de 80x40x1.5x3 y 60x30x10x2mm que pertenecen a los pórticos ensayados, la carga "P" en cada caso resultó:

Tabla 1: Carga de colapso en los pórticos.

Pórtico	Wx (cm ³)	Fy (kgf/cm ²)	L (cm)	P (N)
Pórtico 1 viga y columna tubo cuadrado 60*60*2mm	9.22	2531	45	25436
Pórtico 2 viga y columna tubo cuadrado 80*80*3mm	24.52	2531	45	67646
Pórtico 3 viga tubo cuadrado 60*60*2mm columna tubo cuadrado 80*80*3mm	24.52	2531	45	67646

2.2.2 Análisis y diseño de la placa extremo y marco soporte indeformable.

La geometría del marco rígido de ensamblaje a los pórticos a ensayar se muestra en la Figura 7.

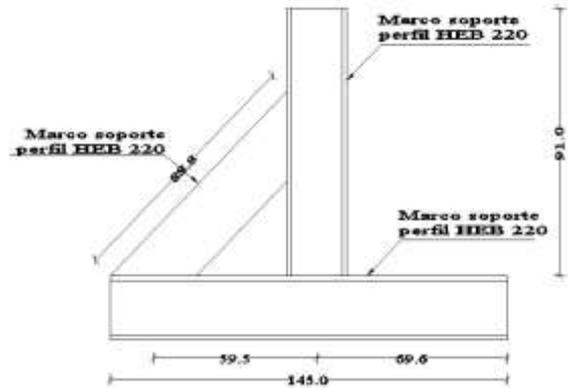


Figura 7. Geometría del marco soporte.

Las fuerzas de tensión, corte y momento actuante para el diseño de la placa extremo y pernos de la conexión entre el marco soporte y pórticos ensayados fue realizado con el uso del software SAP2000 [9]. y el diseño con la teoría LRFD [10]. Considerando el peso propio del marco y carga puntual aplicada en la conexión superior en condición última de 125568 N, como se muestra en la Figura 8.

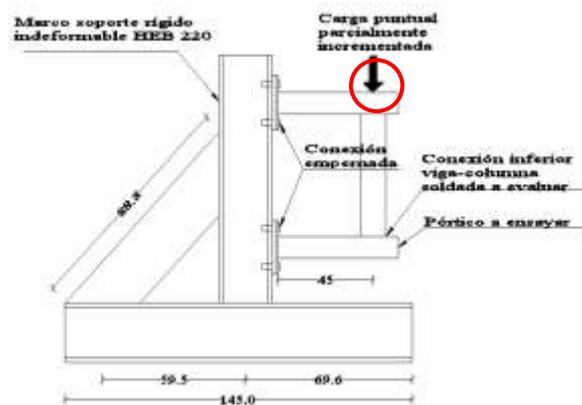


Figura 8. Carga máxima para el diseño de las conexiones del marco soporte pórticos ensayados.

Es decir, aproximadamente dos veces más a la carga de colapso 67646 N, como se muestra en la tabla 1, que pertenece al pórtico más rígido ensayado, para garantizar que no ocurriera falla por corte y tensión combinada en los pernos ni deformación en la placa extremo, los resultados obtenidos fueron: fuerza de corte en la conexión en condición última 6488.76 kgf, fuerza de tensión en los pernos en condición de servicio T=7564.97 Kgf y última Tu=12103.92 Kgf.

Esta fue calculada dividiendo el momento de servicio 1081.79 Kgf.m y último 1730.86 Kgf.m del pórtico, como se muestra en la Figura 9,

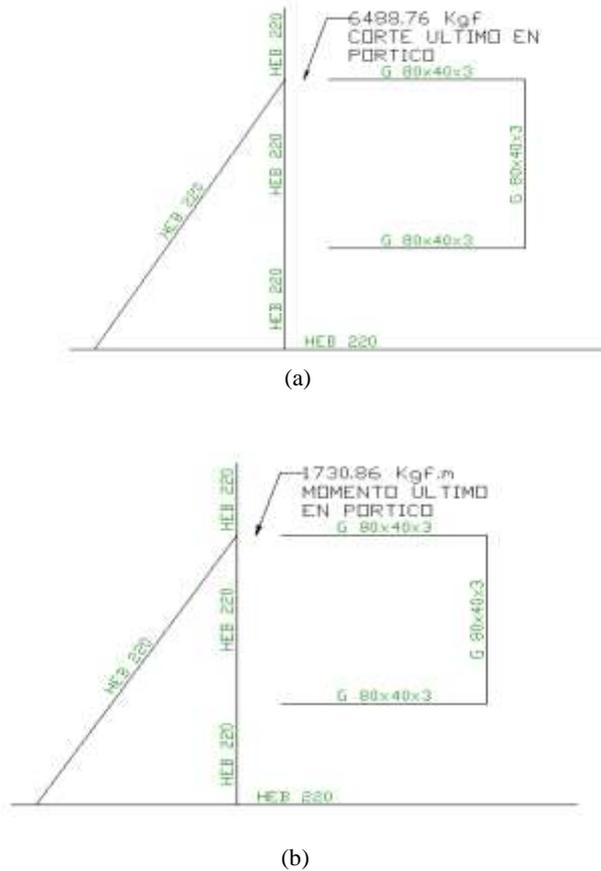


Figura 9. Análisis del pórtico en SAP 2000. (a) Corte último. (b) Momento último [9].

Entre la distancia centro a centro de los pernos a colocar en la placa extremo la cual fue prestablecida en 14.3 cm, como se muestra en la Figura 10.

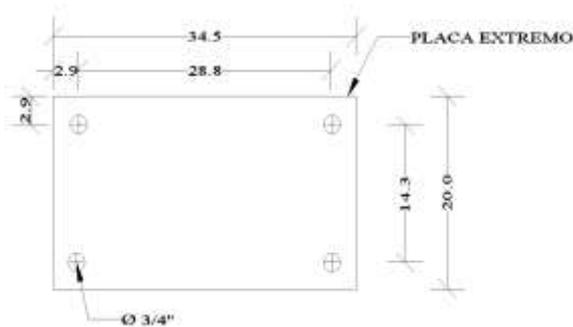


Figura 10. Geometría de la placa extremo.

Mientras el diseño por flexión y revisión por corte del marco soporte fue realizado con la teoría de esfuerzo permisible [2]. Ecuaciones 2 y 3 utilizando una carga en condición de servicio de 78453 N es decir aproximadamente 1.2 veces más a la carga de colapso 67646 N del pórtico más rígido ensayado para garantizar que fuese indeformable, con esto el corte y momento máximo resultó: 16381.5 Kgf y 4386.9 Kgf.m, como se muestra en la Figura 11.

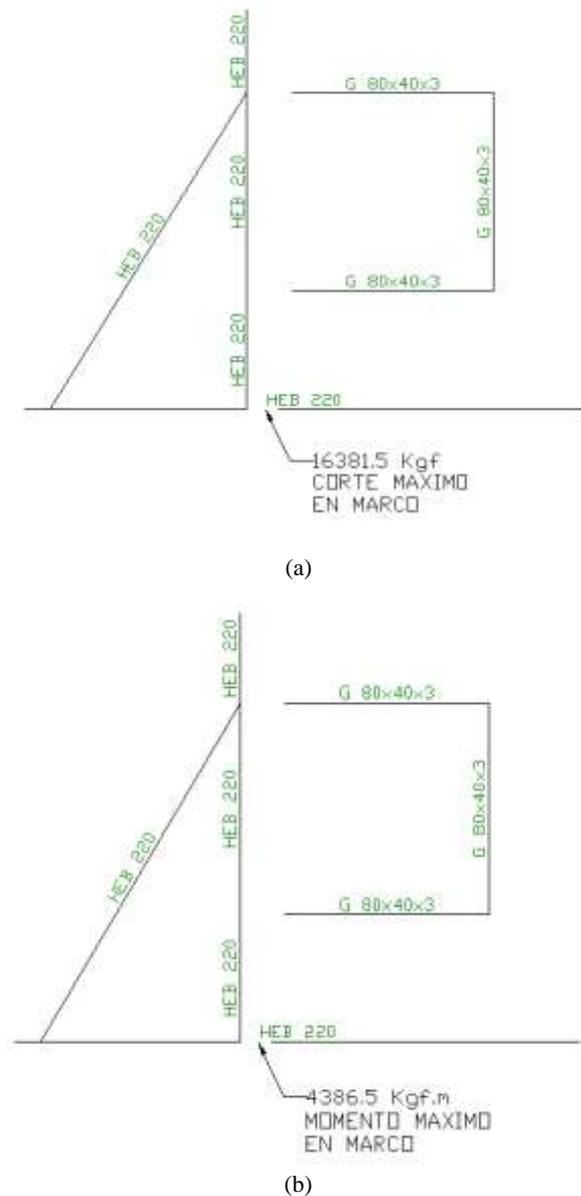


Figura 11. Análisis del marco soporte en SAP 2000. (a) Corte máximo. (b) Momento máximo. [9].

$$Fb = 0.60Fy \quad (2)$$

$$Fb \geq fb = \frac{M}{S}$$

Donde:

Fb es esfuerzo permisible a flexión; Fy es esfuerzo de fluencia del acero; fb es esfuerzo actuante a flexión; M es momento actuante; Sx es módulo de sección elástico.

$$Fv \geq 0.40Fy \quad (3)$$

$$Fv \geq fv = \frac{V}{Aw \cdot d}$$

Donde:

Fv es esfuerzo permisible a corte; V es corte actuante; Aw es espesor del alma del perfil; d es altura del alma; Fy es esfuerzo de fluencia del acero.

Sustituyendo el momento máximo condición de servicio 438690 kgf.cm, en la ecuación 2, el módulo de sección elástico Sx resultó:

$$S = \frac{M}{0.6 * Fy} = \frac{438690}{0.6 * 2531} = 289 \text{ cm}^3$$

Con este resultado fue seleccionado un perfil HEB160 [5]. Sin embargo, para evitar la falla por corte fue seleccionado un perfil HEB220 que al sustituir en la ecuación 3, el valor del área del alma del perfil 17.86 cm², fluencia 2531 kg/cm², el esfuerzo cortante actuante resultado:

$$fv = \frac{16381.5 \text{ kgf}}{17.86 \text{ cm}^2} = 917.2 \text{ kgf/cm}^2$$

$$1012.4 \text{ kgf/cm}^2 > 917.2 \text{ kgf/cm}^2$$

Implica que el perfil no falla por corte.

2.2.3 Conexión empernada entre el marco rígido y pórticos ensayados.

El diseño de la conexión tipo deslizamiento crítico en régimen de servicio implica que el desplazamiento entre las placas a conectar está impedido debido a la gran fricción producida por el estricto ajuste de los pernos [10] con llaves calibradas. La capacidad resistente de los pernos a fuerzas de corte y tracción combinadas se calcula como la resistencia a corte simple afectada de un factor de reducción como se muestra en la ecuación 4.

$$\emptyset * Piv * \eta * n \left(1 - \frac{T}{Tb}\right) \geq V \quad (4)$$

Donde:

V es fuerza total de corte actuante en la unión, en régimen de servicio, en agujeros standard Ø es 1; T es fuerza de tracción; Tb es fuerza de tracción mínima de cada perno, como se observa en la Tabla 2; η es número de pernos de la conexión; n es número de planos de corte; Piv es esfuerzo admisible a corte de los pernos como se muestra en la Tabla 3.

Tabla 2: Fuerza de tracción mínima de perno [10].

Diámetro del perno db (mm)	Pernos A325 Tb (Kgf)	Pernos A490 Tb (Kgf)
13	5440	6800
16	8620	10900
19	12700	15900
22	17700	22200

Tabla 3: Esfuerzo admisible a corte de los pernos [10].

Diámetro del perno (mm)	Pernos A325		Pernos A490			
	Aplastamiento		Desliz. Crítico	Aplastamiento		Desliz. Crítico
	(CR)	(SR)	Piv (kgf)	(CR)	(SR)	Piv(kgf)
13	4270	5346	1514	5346	7247	1875
16	6669	8351	2365	8351	11230	2929
19	9604	12027	3405	12027	16302	4218
22	13072	16369	3635	16369	22187	5740

Nota: Siendo (SR) y (CR) sin y con rosca incluida en el plano de corte.

Por otro lado, las conexiones empernadas tipo deslizamiento crítico en agotamiento resistente, se tiene una capacidad resistente en los pernos solicitados a fuerzas mayoradas de tracción y corte combinado como se indica en las ecuaciones 5 y 6.

$$\phi R_{str} = 1.13 * \mu * T_b * \eta * n \left(1 - \frac{T_u}{1.13 * T_b * n} \right) \quad (5)$$

$$\phi R_{str} \geq V_u \quad (6)$$

Donde:

Tu es fuerza de tracción última actuante total en la conexión; Vu es cortante último actuante en la unión, μ es coeficiente de fricción estática para superficies clase A, B, C, cuya clasificación se detalla a continuación: μ es 0,33 en superficies clase A. Son las superficies limpias sometidas a tratamiento con chorro de arena y a las que se han aplicado un protector clase A. μ es 0,50 en superficies clase B. Son las superficies limpias sometidas a tratamiento de chorros de arena y a las que se han aplicado un protector clase B. μ es 0,40 en superficies clase C. Son las superficies galvanizadas en caliente y las superficies rugosas. Considerando perno A490 (CR) Ø 3/4", e introduciendo los valores indicados a continuación en la Tabla 4 tenemos.

Tabla 4: Parámetros y valores para pernos A490 (CR) Ø 3/4".

Parámetros	Valor
Ø	1
Piv (kgf)	12027
T (kgf)	7564.96
η	4
Tb (kgf)	15900
n	1

En la ecuación 4, se tiene que los pernos no fallan por corte dado que:

$$1 * 12027 * 4 * 1 \left(1 - \frac{7564.96}{15900} \right) =$$

$$25219 \text{ Kgf} > 6488.76/1.6 \text{ Kgf}$$

Mientras que al introducir los valores de la Tabla 5.

Tabla 5: Parámetros y valores para las ecuaciones 5 y 6.

Parámetros	Valor
μ	0.33
Tb (kgf)	15900
n	1
η	4
Tu	12103.92

En las ecuaciones 5 y 6 resulta:

$$\phi R_{str} = 1.13 * 0.33 * 15900 * 4 * 1 \left(1 - \frac{12103.92}{1.13 * 15900 * 4} \right) =$$

$$19722.14 \text{ kgf} \geq 6488.76 \text{ kgf}$$

Los pernos no fallan por tensión y corte combinado.

2.2.4 Diseño de placa extremo

Para determinar el espesor de la placa extremo, la fuerza factorizada P_{uf} fue calculada con la ecuación 7, y el momento último efectivo M_{eu} utilizando la ecuación 8. [10].

$$P_{uf} = \frac{M_u}{(d-t_f)} \quad (7)$$

$$M_{eu} = \frac{\alpha_m * P_{uf} * p_e}{4} \quad (8)$$

Donde:

Mu es momento último actuante; d es peralte del perfil; tf es espesor de ala del perfil; am es variable que depende del tipo de perno, fluencia del material de la lámina, área traccionada del perfil, diámetro del perno y área de la sección transversal del perfil determinada por la ecuación 9 [10].

$$\alpha_m = C_a * C_b * \left(\frac{A_f}{A_w}\right)^{\frac{1}{3}} * \left(\frac{p_e}{d_b}\right)^{\frac{1}{4}} \quad (9)$$

Af es área del ala traccionada en cm²; Aw es área del alma del perfil, sin las alas; Ca corresponde a la constante que depende del tipo de perno y la fluencia del material aporte de la lámina, como se muestra en la Tabla 6.

Tabla 6: Constante de aporte del perno y lámina Ca [10].

Tipo de pernos	Fy de la plancha extrema Kg/cm ²	Ca
A325	2500	1.45
	3500	1.31
A490	2500	1.48
	3500	1.33

Cb variable que depende del ancho del perfil y de la plancha, ecuación 10 [10].

$$C_b = \left(\frac{b_f}{b_{pef}}\right)^{\frac{1}{2}} \quad (10)$$

bf es ancho de ala del perfil; bpef es ancho efectivo de la plancha bf+2.54cm; pe es variable determinada por la ecuación 11, que depende de la distancia desde el baricentro de los pernos al borde de la lámina, y del tamaño nominal de la soldadura.

$$p_e = p_f - \left(\frac{d_b}{4}\right) - D \quad (11)$$

Pf es distancia entre el baricentro de los pernos y la cara exterior de la cara traccionada db+1.27cm; D es tamaño nominal del cordón de soldadura; db es diámetro del perno en cm.

Finalmente, el espesor de la placa se determina por la ecuación 12 [10].

$$t_p = \sqrt{\frac{4 * M_{ue}}{\phi * F_y * b_{pef}}} \quad (12)$$

Introduciendo los valores de la Tabla 7.

Tabla 7: Valores de las ecuaciones 7, 8, 9, 10 y 11.

Parámetros	Valor
Puf (Kgf)	22478.70
Ca	1.45
bpef (cm)	10.54
Cb	0.87
Pe	2.43
am	0.86
Mue (Kgf cm)	11743

De las ecuaciones 7, 8, 9, 10 y 11 el espesor de la placa resultó: 1.41cm

2.2.5 Análisis y diseño de soldadura de conexión entre pórticos y placa extremo.

La soldadura tipo filete se usa comúnmente en uniones T, estas pueden ser clasificadas como longitudinales o transversales siendo esta última estructuralmente más eficiente, por la mejor distribución de esfuerzos en toda la longitud de soldadura [11].

Esfuerzo de soldadura longitudinal

$$\text{Para } L/t < 25 \\ P_{u1} = \left(1 - 0.01 \frac{L}{t}\right) * t * L * F_u \quad (13)$$

$$\text{Para } L/t \geq 25 \\ P_{u2} = 0.75 * t * L * F_u \quad (14)$$

Esfuerzo de soldadura transversal

$$P_{u2} = t * L * F_u \quad (15)$$

Pu es la resistencia nominal a corte de la soldadura; L es la longitud de la soldadura; Fu es la resistencia a la tracción; t espesor menor de las láminas a soldar.

En la Tabla 8 y Tabla 9 se muestra los resultados del cálculo de la resistencia longitudinal y transversal de la soldadura entre los tubos cuadrados y la placa extrema.

Tabla 8: Parámetros y valores del cálculo de la resistencia longitudinal de la soldadura.

Parámetros	Valor
L (cm)	8
t (cm)	0.3
L/t	26.7
Fu (Kgf/cm ²)	4100
Pn (Kgf)	7380
2Pn (Kgf)	14760

Tabla 9: Parámetros y valores del cálculo de la resistencia transversal de la soldadura.

Parámetros	Valor
L (cm)	8
t (cm)	0.3
Fu (Kgf/cm ²)	4100
Pn (Kgf)	9840
2Pn (Kgf)	19680

Siendo la resistencia de la soldadura perimetral la suma de la resistencia longitudinal y transversal en Pn (Kgf)= 34440.

Como se puede observar la resistencia de la soldadura adoptada es superior a la fuerza cortante actuante, es decir,

$$34440Kgf > 6488.76Kgf$$

2.2.6 Separación intermitente de cordones de soldadura entre perfiles G.

Los perfiles G utilizados para conformar secciones cuadradas tubulares, deben conectarse con soldadura cuya separación evite el pandeo de la sección individual de los perfiles G [11].

Para lo cual se procede a usar la ecuación 16.

$$S_{max} = \frac{L * r_{cy}}{2 * r_1} \quad (16)$$

Donde:

L es la longitud no arriostrada del miembro comprimido; r1 es el radio de giro de la sección doble T respecto al eje perpendicular a la dirección en la cual se produciría pandeo para las condiciones dadas de apoyo y arriostramiento intermedio; rcy es el radio de giro de un

perfil G respecto a su eje baricéntrico paralelo al alma

De los cálculos realizados se obtuvo los datos de la separación máxima de la soldadura como se muestra en la Tabla 10:

Tabla 10: Parámetros y valores de la separación máxima de la soldadura.

Parámetros	Valor
L (cm)	45
rcy (cm)	1.461
r (cm)	2.933
Smax (cm)	11

La separación adoptada para la conformación de los tubos cuadrados fue de 10 cm, es decir cumple con la separación máxima (Smax).

2.2.7 Análisis y diseño de soldadura de conexión entre los perfiles HEB del marco soporte.

La resistencia de la soldadura filete corresponde al área efectiva de la soldadura filete y a la resistencia nominal del electrodo a usar [2].

$$R_n = F_w * A_w \quad (17)$$

Donde:

Fw es la resistencia nominal del metal de la soldadura; Aw es el área efectiva de la soldadura donde se utilizó electrodos E7018 y un tamaño de soldadura efectiva de 6.5 mm en todo el perímetro del perfil HEB220 como se presenta en la siguiente Tabla 11:

Tabla 11: Parámetros y valores del electrodo E7018 para el perímetro del perfil HEB 220.

Parámetros	Valor
Fw (Ksi)	42
Aw (in ²)	8.81
Rn (Klb)	370.07
L/w	190.31
ΦRn (Klb)	277.55
ΦRn (Kgf)	125895.17

Como se puede observar la resistencia de la soldadura adoptada es superior a la fuerza cortante actuante, es decir,

$$125895.17Kgf > 16381.5Kgf$$

2.2.8 Fabricación del marco soporte.

Con la ayuda del taller de soldadura ubicado en el Campus Sur de la UPS, se procedió a cortar con equipo de oxicorte las perfiles HEB220 que resultaron del análisis y diseño del marco soporte indeformable.

Seguidamente se procedió con el ensamblaje de los perfiles, utilizando para esto cordones de soldadura con electrodos E6010 y E7018 [7].

Posteriormente fueron cortadas las placas extremas a las dimensiones 20x34.5cm, luego en cada una de ellas se realizaron cuatro perforaciones para pernos de Ø3/4", utilizando un taladro industrial y luego ensambladas al marco soporte mediante cordones de soldadura.

Donde, fue ensamblada una placa base de espesor 1/2" y dimensiones 40x34,5 cm en el ala inferior de la viga, del marco soporte, como se muestra en la Figura 12.

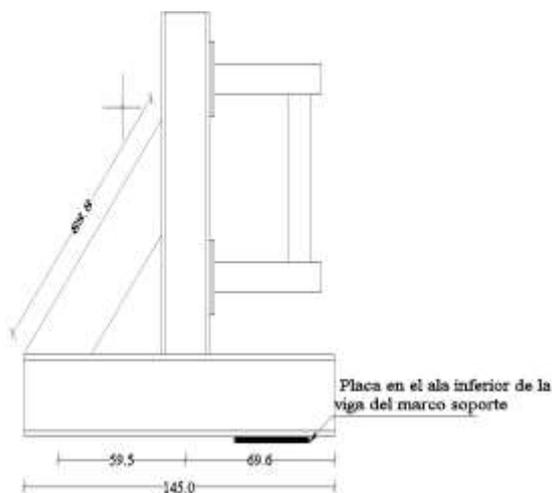


Figura 12. Colocación de la placa en el ala inferior de la viga del marco soporte.

Por último, a esta placa se le realizan cuatro perforaciones para instalar pernos Ø 1/2" los cuales sirven como sistema de sujeción o ensamblaje entre la maquina universal y el marco, como se muestra en Figura 13.



Figura 13. Sistema de sujeción entre la máquina universal y marco soporte.

2.2.9 Cálculo de las platinas de refuerzo.

Para determinar las dimensiones de la platina de refuerzo fue considerada la conexión viga-columna de sección transversal 80x80x3mm y el fundamento teórico de que el momento resistente de la columna debe ser 1.10 veces mayor que el de la viga [2]. Para esto fue elaborada una hoja de Excel cuyos datos se muestran en la Tabla 12 y resultados en la Tabla 13:

Tabla 12: Datos de entrada.

Datos del perfil mm/cm		
h	84	8,4
b	42	4,2
h1	15	1,5
t	3	0,3
r	1,46	0,146
r	2,96	0,296

Tabla 13: Resultados del cálculo del momento nominal

Perfil sin refuerzo		Perfil con refuerzo	
Wx (cm3)	12,26	Wx (cm3)	13,59
Mn (Kgf.cm)	77751	Mn (Kgf.cm)	85984

De los resultados se observa que el momento nominal de la sección con refuerzo es 85984 Kgf.cm es decir 9.79% mayor al de la sección sin refuerzo el cual es 77571 Kgf.cm

De aquí se obtuvo un espesor de platina de 2mm. Sin embargo, fue seleccionada una platina comercial del espesor del tubo más rígido, es decir 3 mm y ancho 25mm.

2.2.10 Fabricación de los pórticos.

Las propiedades mecánicas de los perfiles G que conforman la sección cuadrada de los pórticos ensayados se muestran en la Tabla 14.

Tabla 14: Propiedades mecánicas brutas de los perfiles G conformados en frío [5].

PERFILES G(mm)	Área cm ²	I _x cm ⁴	I _y cm ⁴	W _x cm ³	h/e
60*30*10*2	2,54	14,88	5,28	4,9	30
80*40*15*3	5,11	49,05	10,85	12,26	27

Seguidamente se procedió con el ensamblaje de siete pórticos, utilizando cordones de soldadura E6010 y E7018. De éstos uno fue considerado de prueba y seis de ensayo, tres sin reforzamiento identificados como pórticos 1, 2, 3 fabricados con tubos cuadrados conformados con perfiles G de 60x30x10x2mm y 80x40x15x3mm, como se muestra en la Figura 14.

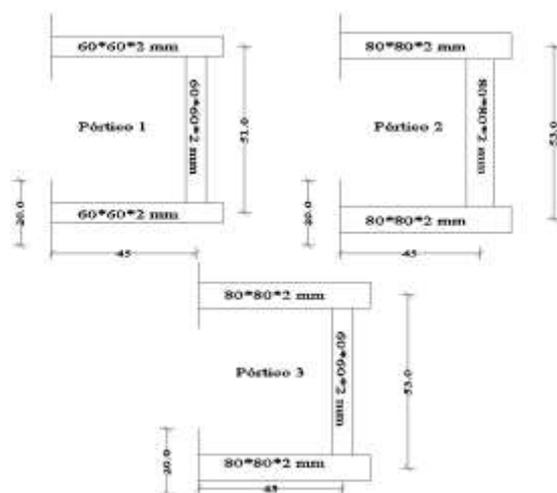


Figura 14. Pórticos 1,2 y 3 sin reforzamiento.

Los otros tres, identificados como pórticos 4, 5 y 6, fabricados igualmente con tubos cuadrados conformados con perfiles G de 60x30x10x2mm y 80x40x15x3mm, pero reforzando la conexión inferior mediante la colocación de platina de ancho 25mm y espesor 3mm (estribos) en la columna de la unión soldada, como se muestra en la Figura 15.

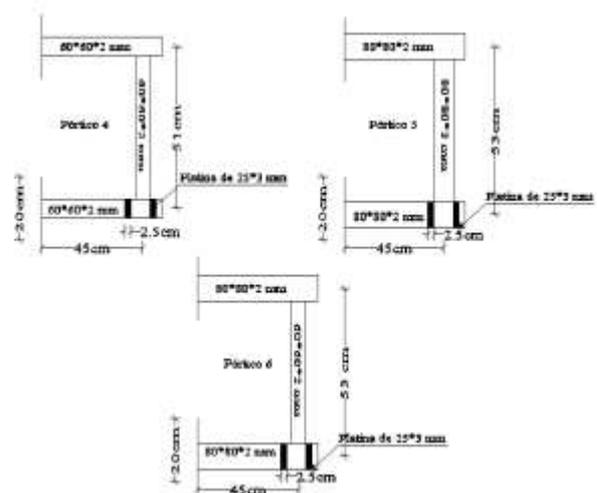


Figura 15. Pórticos 4, 5 y 6 reforzados con platinas.

Seguidamente fueron fijadas en todos los pórticos dos placas extremas mediante soldadura, como se muestra en la Figura 16.

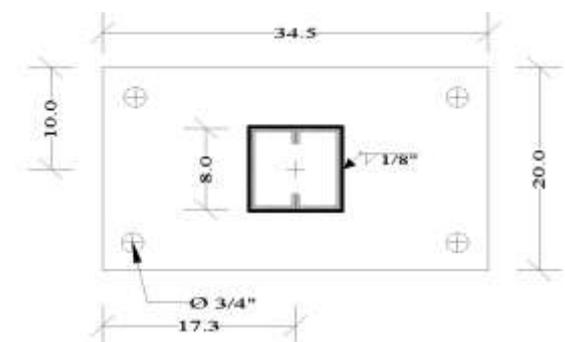


Figura 16. Colocación de placas extremo en cada pórtico.

2.2.11 Ensamblaje de los pórticos a ensayar al marco soporte y maquina universal.

El ensamblaje de los pórticos ensayados al marco soporte se realizó mediante la instalación de 4 pernos A490 Ø 3/4", y apriete manual, como se muestra en la Figura 17.



Figura 17. Instalación de los pórticos al marco soporte.

Luego el conjunto marco soporte pórticos fue ensamblado a la base de la maquina universal mediante la colocación y apriete manual de cuatro pernos $\varnothing 1/2"$, como se muestra en la Figura 18.



Figura 18. Colocación del conjunto marco soporte a la base de la máquina universal.

2.2.12 Ensayos realizados.

Para evaluar el comportamiento experimental de la conexión soldada sin y con reforzamiento fueron ensayados seis pórticos. El conjunto marco soporte y pórticos fue colocado en la base de la máquina universal. Cada ensayo consistió en imponer carga progresiva en la junta superior del pórtico, como se muestra en la Figura 19.



Figura 19. Aplicación de carga progresiva. (Monotónica) a la junta superior de cada pórtico.

Posteriormente se midió en forma sistemática el desplazamiento de la junta inferior utilizando cinta métrica, como se muestra en la Figura 20.



Figura 20. Medición del desplazamiento de la junta inferior.

Luego para evaluar la distorsión de la sección transversal en los elementos de la conexión inferior como los parámetros; ensanchamiento de la sección transversal de la columna y viga llamados C_1 y V_1 respectivamente vista en Figura 21, fue necesario medir utilizando vernier.



Figura 21. Medición con vernier del ensanchamiento de la sección transversal de los elementos de la unión soldada.

3. Resultados y Discusión

En la Tabla 15 hasta la 20, se muestran los resultados de los ensayos. Mientras que en la Figura 22 hasta la 33 las gráficas y figuras del comportamiento de la conexión; Carga Vs Desplazamiento, Carga Vs Ensanchamiento C_1 y Carga Vs Ensanchamiento V_1

Donde:

DESP; desplazamiento vertical en dirección a la carga aplicada.

ENSANCHAMIENTO (C1); ensanchamiento de la sección transversal de la columna en (mm).

ENSANCHAMIENTO (V1); ensanchamiento de la sección transversal de la viga en (mm).

Tabla 15: Registro de datos experimentales pórtico 1, viga y columna cuadrada conformada con perfiles G de 60x30x10x2mm.

Pórtico 1				
CARGA EXPERIMENTAL (N)	CARGA TEÓRICA (N)	DESP (cm)	COLUMNA 60x60x2 mm	VIGA 60x60x2 mm
			ENSANCHAMIENTO (C ₁) (mm)	ENSANCHAMIENTO (V ₁) (mm)
0		0,00	0	0
4000		0,00	0,03	0
8000		0,30	0,07	0.02
12000	25436	0,40	0,21	0.02
16000		0,55	0,34	0.03
20000		0,95	6,96	0.04
19900		2,40	10,41	0.04

Tabla 16: Registro de datos experimentales pórtico 4, viga y columna conformada con perfiles G de 60x30x10x2mm, columna reforzada con platinas de 25x3mm.

Pórtico 4			
CARGA EXPERIMENTAL (N)	DESP (cm)	COLUMNA 60x60x2 mm	VIGA 60x60x2 mm
		ENSANCHAMIENTO (C ₁) (mm)	ENSANCHAMIENTO (V ₁) (mm)
0	0,00	0	0
4000	0,00	0	0
8000	0,16	0	0
12000	0,20	0,02	0,16
16000	0,28	0,06	0,25
20000	0,46	0,12	0,31
24000	1,14	0,16	0,36

Tabla 17: Registro de datos experimentales pórtico 2, viga y columna cuadrada conformada con perfiles G de 80x40x15x3mm.

Pórtico 2				
CARGA EXPERIMENTAL (N)	CARGA TEÓRICA (N)	DESP (cm)	COLUMNA 80x80x3 mm ENSANCHAMIENTO (C ₁) (mm)	VIGA 80x80x3 mm ENSANCHAMIENTO (V ₁) (mm)
0		0	0	-
4000		0,3	0	-
8000		0,4	0	-
12000		0,45	0	-
16000		0,5	0	-
20000		0,5	0	-
25000		0,55	0	-
30000		0,6	0	-
40000	67646	0,65	0,39	-
45000		0,7	0,39	0.11
45000		1	0,39	0.15
50000		1,4	0,39	0.15
60000		2	0,39	0.17
63000		3,2	3,64	1.02
65000		3,7	8,63	1.3
66000		4,6	11,36	1.6
63000		5,5	14,11	1.71

Tabla 18: Registro de datos experimentales pórtico 5, viga y columna conformada con perfiles G de 80x40x15x3mm, columna reforzada con platinas de 25x3mm.

Pórtico 5				
CARGA EXPERIMENTAL (N)	DESP (cm)	COLUMNA 80x80x3 mm ENSANCHAMIENTO (C ₁) (mm)	VIGA 80x80x3 mm ENSANCHAMIENTO (V ₁) (mm)	
0	0	0	0	
4000	0,15	0	0	
8000	0,2	0	0	
12000	0,3	0	0	
16000	0,4	0,2	0,5	
20000	0,5	0,28	0,6	
25000	0,61	0,35	0,8	
35000	0,78	0,42	0,9	
45000	1	0,5	1,1	
50000	1,15	0,67	1,4	
55000	1,4	0,79	1,5	
60000	1,7	0,85	1,63	
65000	2,2	0,9	1,69	
69000	3,1	0,99	1,75	

Tabla 19: Registro de datos experimentales pórtico 3, viga conformada con perfiles G de 60x30x10x2mm y columna cuadrada conformado por perfiles G de 80x40x15x3mm.

Pórtico 3				
CARGA EXPERIMENTAL (N)	CARGA TEÓRICA (N)	DESP (cm)	COLUMNA 80x80x3 mm ENSANCHAMIENTO (C _i) (mm)	VIGA 60x60x2 mm ENSANCHAMIENTO (V _i) (mm)
0		0	0	-
4000		0,2	0	-
8000		0,3	0	-
12000		0,4	0	-
16000		0,5	0	-
20000		0,6	0,05	-
25000		0,8	0,3	0.15
30000	67646	0,9	0,92	0.18
35000		1,05	0,95	0.2
40000		1,4	1,07	0.37
45000		1,61	2,12	0.51
50000		2	2,38	0.58
55000		2,5	3,21	0.68
60000		3,5	4,37	0.77
61000		3,7	5,37	0.96

Tabla 20: Registro de datos experimentales pórtico 3, viga conformada con perfiles G de 60x30x10x2mm y columna cuadrada conformado por perfiles G de 80x40x15x3mm, columna reforzada con platinas de 25x3mm.

Pórtico 6			
CARGA EXPERIMENTAL (N)	DESP (cm)	COLUMNA 80x80x3 mm ENSANCHAMIENTO (C _i) (mm)	VIGA 60x60x2 mm ENSANCHAMIENTO (V _i) (mm)
0	0	0	0
4000	0,1	0	0
8000	0,15	0	0,08
12000	0,22	0	0,15
16000	0,29	0	0,21
20000	0,35	0	0,24
25000	0,41	0,17	0,3
30000	0,52	0,23	0,38
35000	0,6	0,28	0,46
40000	0,7	0,35	0,52
45000	0,77	0,4	0,58
50000	0,88	0,47	0,67
55000	1,01	0,56	0,79
60000	1,15	0,68	0,88
65000	1,4	0,87	1,1
70000	2	1,6	2,01

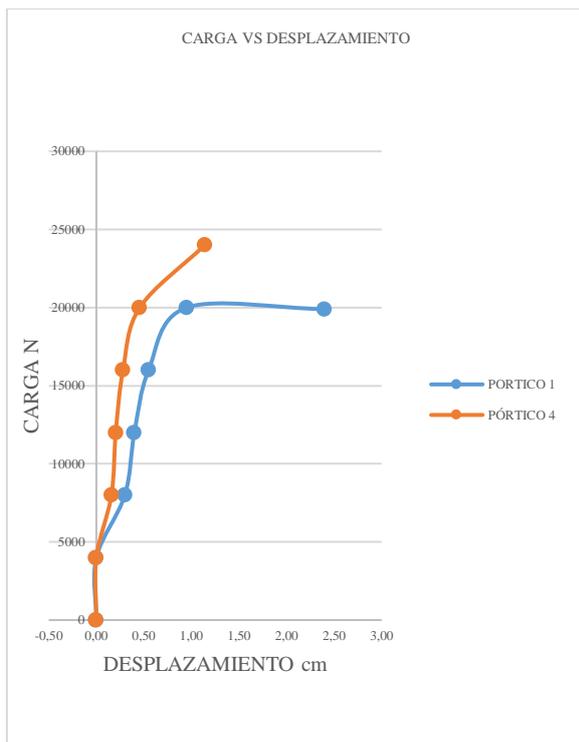


Figura 22. Carga Vs desplazamiento pórticos 1 y 4.

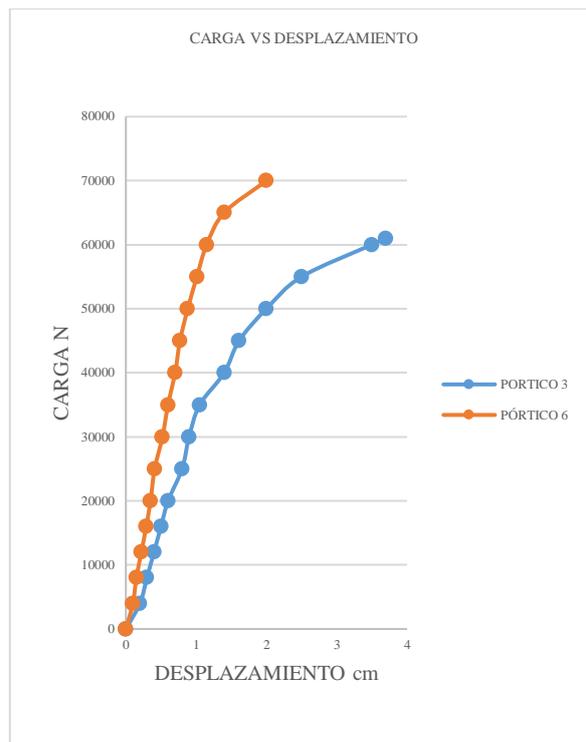


Figura 24. Carga Vs desplazamiento pórticos 3 y 6.

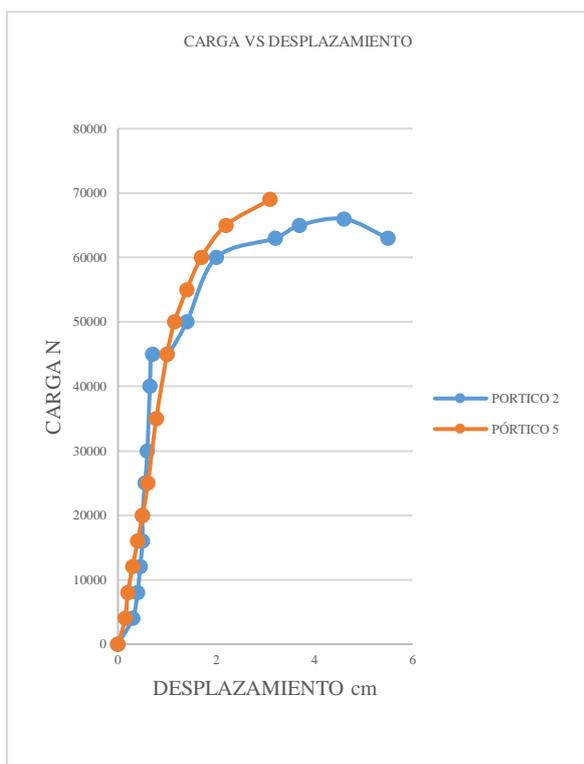


Figura 23. Carga Vs desplazamiento pórticos 2 y 5.

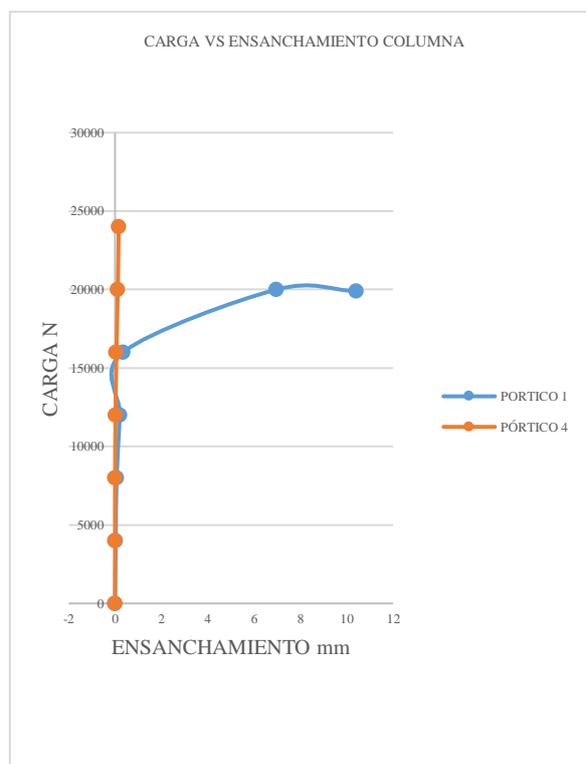


Figura 25. Carga vs ensanchamiento de la sección transversal de la columna (C1), pórtico 1 y 4.

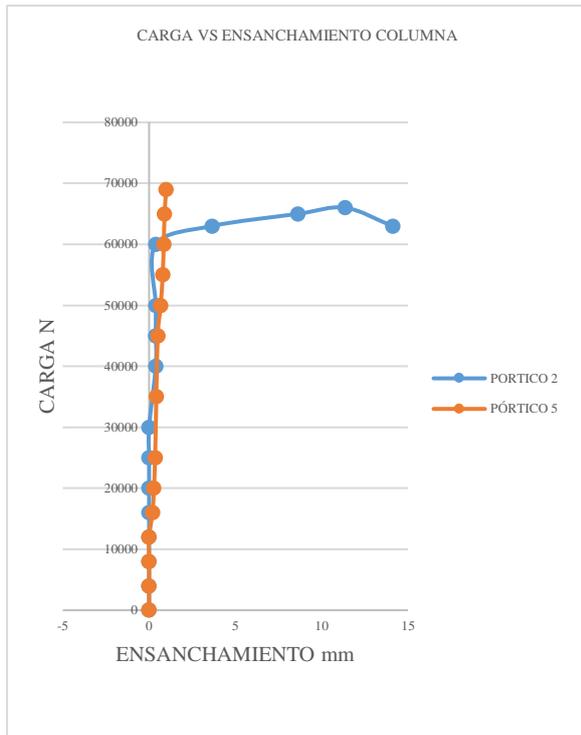


Figura 26. Carga vs ensanchamiento de la sección transversal de la columna (C₁), pórtico 2 y 5.

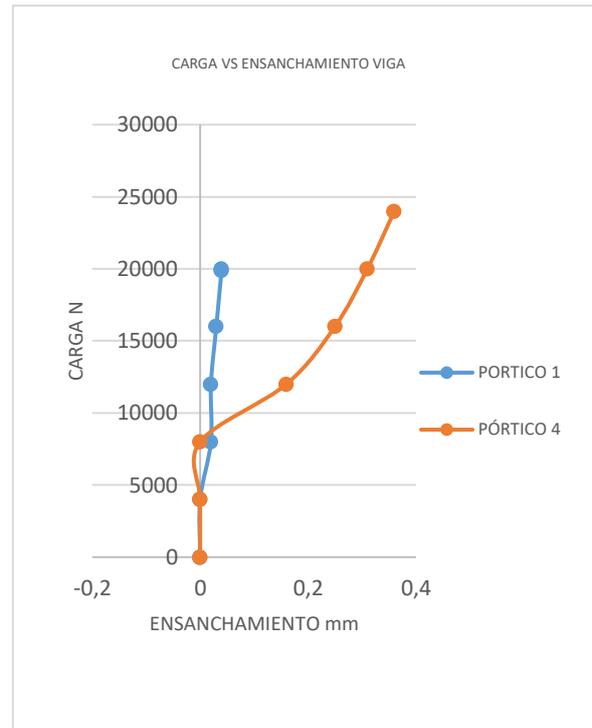


Figura 28. Carga vs ensanchamiento de la sección transversal de la viga (V₁), pórtico 1 y 4.

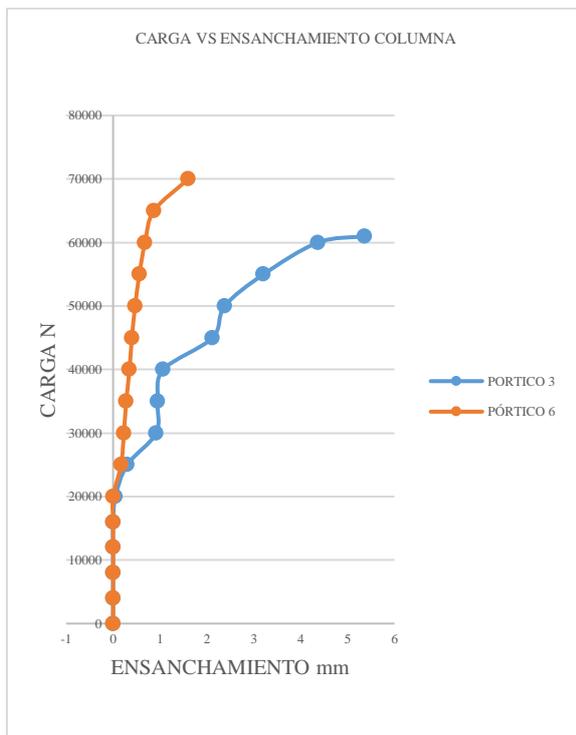


Figura 27. Carga vs ensanchamiento de la sección transversal de la columna (C₁), pórtico 3 y 6.

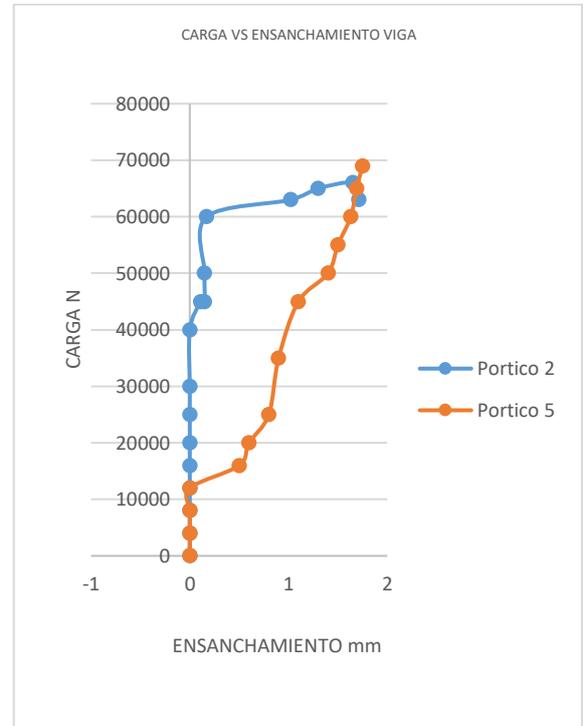


Figura 29. Carga vs ensanchamiento de la sección transversal de la viga (V₁), pórtico 2 y 5.

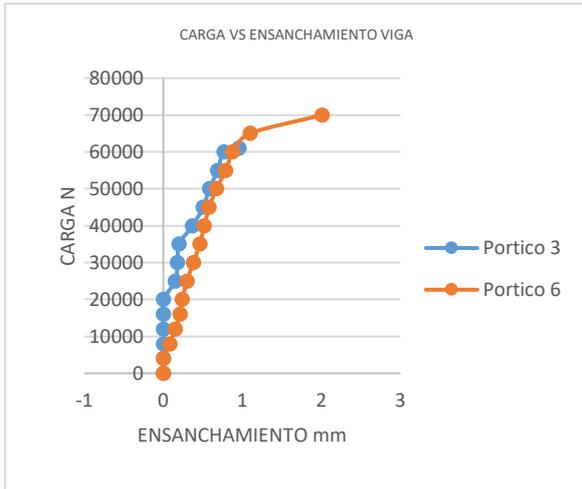


Figura 30. Carga vs ensanchamiento de la sección transversal de la viga (V_1), pórtico 3 y 6.



(a)



(a)



(b)

Figura 32. Pandeo local producto de punzonamiento en pórtico viga 60x60x2mm y columna 80x80x4mm (a) sin Refuerzo. (b) con refuerzo. Ensayos 2 y 5.



(b)

Figura 31. Pandeo local producto de punzonamiento en pórtico 60x60x2mm (a) sin Refuerzo. (b) con refuerzo. Ensayos 1 y 4.



(a)



(b)

Figura 33. Pandeo local en pórtico producto de punzonamiento 80x80x3mm (a) sin Refuerzo. (b) con refuerzo. Ensayos 3 y 6.

3.2.4 Análisis de los resultados.

En la columna 1 de las tablas 8, 10 y 12 ensayos 1, 2 y 3 (conexión sin refuerzo), se observa que la carga de colapso experimental es menor a la teórica (columna 2 de las referidas tablas). En porcentaje representa 21.76%, 6.89% y 9.82% respectivamente.

En la figura 22 se aprecia que la carga de colapso del pórtico 4 se incrementa con respecto al pórtico 1. En porcentaje representa 20.6%. Mientras que el desplazamiento disminuye 52.5%.

En la figura 23 se observa que la carga de colapso del pórtico 5 es mayor y aumenta 9.52% con respecto al pórtico 2, y el desplazamiento disminuye 43.63%.

En la figura 24 se evidencia que la carga de colapso del pórtico 6 aumenta y en porcentaje representa 14.75% con respecto al pórtico 3, y el desplazamiento disminuye 45.95%.

En las figuras 25, 26 y 27, se aprecia que el ensanchamiento (C_1) de la columna de sección transversal del pórtico 4 disminuye considerablemente en porcentaje representa 98.46% con respecto al pórtico

En el caso del pórtico 5 y 2 el porcentaje representa 92.98%. Mientras que en relación al pórtico 3 y 6 la disminución es de 70.20%.

En las figuras 28 y 29 se aprecia que el ensanchamiento de la viga (V_1) del pórtico 4 aumenta en porcentaje representa 36% con respecto al pórtico 1. Mientras que en el caso de los pórticos 5 y 2 el incremento es de 2.33% y para los pórticos 6 y 3 el porcentaje se amplía a 109.38%, como se muestra en la figura 30

En las figuras 31 (a) 32 (a) y 33 (a), se muestra la falla local por punzonado en la columna que distorsiona la sección transversal del elemento dando formación a la rótula plástica en la columna de la conexión soldada

En las figuras 31 (b) 32 (b) y 33 (b), se muestra que la platina de refuerzo (estribos) instaladas en la sección perimetral de la columna evita la falla local por punzonado y da formación a la rótula plástica en la viga de la unión soldada.

4. Conclusiones

La carga de colapso experimental en los pórticos 1, 2 y 3 (conexión sin refuerzo) disminuye en promedio 12.82% con respecto a la teórica, esto se debe a una falla por carga excesiva concretada que distorsiona la sección transversal de la columna (punzonado), formándose la rótula plástica en dicho elemento.

La carga de colapso experimental de los pórticos 4, 5 y 6 (columna de la conexión inferior reforzada con platinas) se incrementa en promedio 14.96%, mientras que el desplazamiento en relación a los pórticos 1, 2 y 3 disminuye en promedio 47.36%, esto se debe al aumento de la rigidez lateral del pórtico por la adición del refuerzo.

Las platinas "estribos" instaladas en el perímetro de la sección transversal de la columna de la conexión inferior de los pórticos 4, 5 y 6, evita la falla por punzonado y garantiza la formación de la rótula plástica en la viga de la unión soldada cumpliendo así criterio viga débil – columna fuerte.

Referencias

- [1] NEC15. NEC-SE-AC, Norma Técnica Ecuatoriana de la Construcción . "Estructuras de Acero", Quito ,2014.
- [2] ANSI/AISC, Especificación 360-10 para Construcciones de Acero, Chicago, 2010.
- [3] ASTM, Especificación Normalizada para Acero al Carbono Estructural ASTM A36.
- [4] AISI, American Iron and Steel Institute, Washington, 1996.
- [5] G. Diaz, DIPAC PERFILES G. Manta..
- [6] ASTM, Especificación Estándar para Pernos ASTM , A307, A325 y A490.
- [7] AWS, American Welding Society, Miami, 2010.
- [8] W. Seguí, Diseño de Estructuras de Acero con LRFD, México D.F.: Thomson Learning, 2000.
- [9] SAP 2000 v17, Integrated software for structural analysis and design.
- [10] M.Fratelli., Temas Especiales de Estructuras Metálicas . Estado limite LRFD, Caracas, 2005.
- [11] Wei-Wen Yu, Cold Formed Steel Design, New York ,2000.