



Comparación de secciones obtenidas para conexión viga-columna de acero mediante diseño convencional y por software

Comparison of sections obtained for steel beam-column connection by conventional design and by software

Comparaçãõ de seções obtidas para ligação viga-pilar de aço por dimensionamento convencional e por software

Flor María Barcia-Vera ^I

fbarcia9014@utm.edu.ec

<https://orcid.org/0009-0003-6378-6426>

Jhon Jairo Vivero-Quinde ^{II}

jvivero3465@utm.edu.ec

<https://orcid.org/0009-0009-7255-7741>

Marcos Geovanny Zevallos-Loor ^{III}

marcos.zevallos@utm.edu.ec

<https://orcid.org/0000-0002-7979-8363>

Correspondencia: fbarcia9014@utm.edu.ec

Ciencias de la Educación

Artículo de Investigación

* **Recibido:** 30 de noviembre de 2023 * **Aceptado:** 14 de diciembre de 2023 * **Publicado:** 31 de enero de 2024

- I. Universidad Técnica de Manabí, UTM, Portoviejo, Ecuador.
- II. Universidad Técnica de Manabí, UTM, Portoviejo, Ecuador.
- III. Magister en Ciencias Mención Energía, Magister en Ciencias de la Ingeniería Mención Estructuras, Ingeniero Civil, Instituto de Posgrado, Docente de la Universidad Técnica de Manabí, Portoviejo, Ecuador.

Resumen

Dentro del diseño estructural hay diversos factores a tener en cuenta, aunque hay dos que resaltan y, es importante considerar, seguridad y economía, es por esto que surge la duda de cuál es el método óptimo para el diseño de una conexión viga-columna, el método convencional de cálculo, haciendo un trabajo manual, en el que los datos, procesos y resultados son propuestos y realizados por el diseñador; o el diseño por software, en que al ingresar los datos necesarios, el programa desarrolla un solo proceso para arrojar un resultado gráfico y en el que es posible modificar la sección de acuerdo a nuestros requerimientos, todo esto cumpliendo con los requisitos de la AISC 358-16. Los resultados obtenidos permitieron determinar el método de diseño más favorable, y recomendar el uso de ambos métodos de la mano.

Palabras Clave: Diseño; Optimización; Estructuras; Modelación.

Abstract

Within the structural design there are various factors to take into account, although there are two that stand out and, it is important to consider, safety and economy, which is why the question arises as to what is the optimal method for the design of a beam-column connection, the conventional calculation method, doing manual work, in which the data, processes and results are proposed and carried out by the designer; or software design, in which when entering the necessary data, the program develops a single process to produce a graphic result and in which it is possible to modify the section according to our requirements, all of this complying with the requirements of AISC 358. -16. The results obtained allowed us to determine the most favorable design method, and recommend the use of both methods hand in hand.

Keywords: Design; Optimization; Structures; Modeling.

Resumo

Dentro do dimensionamento estrutural existem vários fatores a ter em conta, embora existam dois que se destacam e, é importante considerar, a segurança e a economia, por isso surge a questão de saber qual o método óptimo para o dimensionamento de um ligação viga-coluna, método de cálculo convencional, com trabalho manual, em que os dados, processos e resultados são propostos e executados pelo projetista; ou desenho de software, em que ao inserir os dados necessários, o programa desenvolve um único processo para produzir um resultado gráfico e no qual é possível

modificar a seção de acordo com nossas necessidades, tudo isso atendendo aos requisitos da AISC 358. - 16. Os resultados obtidos permitiram-nos determinar o método de dimensionamento mais favorável e recomendar a utilização de ambos os métodos em conjunto.

Palavras-chave: Design; Otimização; Estruturas; Modelagem.

Introducción

En el mundo globalizado y en constante desarrollo de hoy, la escasez de materias primas y la creciente demanda de estos materiales están empujando a los ingenieros a reducir la cantidad de material utilizado en las estructuras. Esto ayuda a conservar los recursos naturales y a reducir la cantidad de material utilizado en la construcción, lo mismo que conlleva a la reducción de gastos innecesarios; de la misma forma, esto afecta indirectamente a otros aspectos, como el transporte y el ensamblaje, y el consumo de combustibles y energía no renovables. (ESCOBAR, 2019). Debido a esto surge la necesidad de que, durante un diseño estructural, se puedan optimizar las dimensiones de los elementos, y aprovechar los avances tecnológicos que tenemos hoy en día.

Por otra parte, dentro de la industria de la construcción, el acero ha ido tomando cada vez más relevancia frente a otros métodos constructivos más tradicionales, y no es de extrañar puesto que las propiedades que este presenta como su facilidad de montaje, su resistencia, su ductilidad, entre otras, lo convierten en un material idóneo para su implementación en sistemas estructurales (Criollo, 2020).

Ahora bien, para la elaboración del diseño de un sistema estructural, en la mayoría de zonas del Ecuador es necesario cumplir con los requisitos sísmicos mínimos que se encuentran en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), con el fin de poder resistir las altas demandas sísmicas de la zona en la que se encuentra el Ecuador (QUINAPALLO, 2021). Estos sistemas estructurales resistentes a demandas sísmicas, son mejor conocidos como sistemas conformados por pórticos resistentes a momentos (SMF o “Special Moment Frame” por sus siglas en inglés). Una de las características de los SMF es su alta ductilidad, característica deseada para que durante un evento sísmico la deformación inelástica de la conexión viga-columna, sea controlada por la fluencia de la viga, precisamente en forma de rótulas plásticas cercanas a la conexión. (SANCHEZ, 2022).

Es importante añadir que, dentro de ingeniería en diseño y construcción, una conexión viga-columna, hace referencia al punto de unión entre dos elementos estructurales, siendo estos una columna y una viga, esta es de vital importancia puesto que proporciona estabilidad y resistencia a

toda la estructura, y es la encargada de garantizar que la carga transferida entre estos elementos sea distribuida de la manera adecuada para que la estructura pueda resistir las fuerzas a las que se ve sometida.

Por consecuente, las estructuras de acero, son diseñadas con conexiones que han sido previamente evaluadas y certificadas de acuerdo a estándares y validadas por las normativas con un rendimiento adecuado, asegurando resistir las cargas aplicadas, y comportarse de manera predecible bajo la acción de determinados eventos, estas conexiones son conocidas como “Conexiones Pre-Calificadas”; las mismas están diseñadas para cumplir los criterios de calidad propuestos por las “Provisiones Sísmicas para Edificaciones de Acero Estructural del AISC”, misma que, rigen el diseño, fabricación y montaje de conexiones, estructuras y otros elementos de acero estructural, aplicada, para el diseño de estructuras de acero estructural resistentes a fuerzas sísmicas. Estas nacen luego del sismo de Northridge de 1994, en el que varios edificios de acero con pórticos especiales experimentaron fracturas frágiles, algunas de las cuales se iniciaron en las juntas soldadas de las alas de las vigas a las alas de las columnas de las conexiones a momento. Estas fracturas frágiles mostraron una diferencia respecto al comportamiento de fluencia dúctil que se esperaba en las zonas de articulaciones plásticas de las vigas, e impidieron la formación de zonas de articulaciones plásticas dúctiles, resultando en un desempeño sísmico muy diferente a los requerimientos de diseño en los que se basaban estos sistemas (ANSI/AISC 358-05). Debido a esto la Agencia Federal para el Manejo de Emergencia de los Estados Unidos de Norteamérica (FEMA), proporcionó fondos a una agrupación de universidades y asociaciones denominada Junta Empresarial SAC, que bajo el auspicio del Grupo Empresarial SAC, la AISC, AISI, AWS y otros grupos industriales condujeron una amplia investigación durante seis años para determinar las causas de los daños ocurridos en el Sismo, y las medidas que se necesitan para reducir la probabilidad de este tipo de daños en eventos de tal magnitud en el futuro (NEC, 2015).

Cómo se mencionó, para el diseño de estas conexiones se toma en cuenta la normativa AISC 358-16, en la que se menciona las características que debe tener una estructura para seleccionar el tipo de conexión adecuada, así como el proceso de diseño a seguir; por otra parte actualmente existen muchos softwares de diseño estructural que con un manejo adecuado generan soluciones para el diseño de todo tipo de elementos, pudiendo mediante simulación conocer el comportamiento mecánico del elemento y consecuentemente optimizar la geometría del mismo.

Debido a esto, dentro del presente trabajo, se realizó la comparación entre las secciones obtenidas entre la modelación y el cálculo manual, para así, determinar el método más eficiente para el diseño estructural, que cumpla con el obtener secciones óptimas tanto en capacidad como en economía, adecuados para el usuario y de acuerdo a lo establecido en la normativa.

Método

La presente investigación se llevó a cabo mediante un enfoque cuantitativo con un alcance descriptivo y correlacional. El objetivo principal fue analizar la variación en la cantidad de acero requerido para la conexión interna viga-columna de acero, utilizando dos métodos de diseño diferentes: el diseño convencional y el diseño asistido por software. Se utilizó un enfoque de diseño estructural, aplicando la técnica de modelación de elementos. Esta técnica permitió representar de manera precisa el comportamiento estructural de la conexión viga-columna. Se empleó el software IDEA StatiCa como herramienta de trabajo para llevar a cabo la modelación y análisis estructural.

La metodología propuesta constó de los siguientes pasos:

Recopilación de información

Se realizó una revisión completa de la literatura técnica y normativa relacionada con el diseño de conexiones de viga-columna de acero. Esto incluyó revisar los códigos de diseño, las normas de construcción y los estudios previos pertinentes.

Definición de parámetros

Las cargas de diseño, las características de los materiales y las características geométricas de los perfiles son parámetros importantes que afectaron el diseño de la conexión de viga-columna. Tanto en el diseño convencional como en el diseño asistido por software, se emplearon estos parámetros.

Diseño convencional

Para el diseño de la conexión interna se sigue el procedimiento de la AISC 358-16 mediante una hoja de cálculo. El diseño de la placa de conexión, comprende:

Cálculo del momento máximo probable de la viga en la rótula plástica:

$$C_{pr} = \frac{F_{yb} + F_{ub}}{2F_{yb}} \leq 1,2 \quad (1)$$

$$M_{PR} = C_{pr} * R_{yb} * F_{yb} * Z_{xb} \quad (2)$$

Donde: F_{yb} , es el esfuerzo de fluencia del acero de la viga; F_{ub} , es el esfuerzo último del acero de la viga; R_{yb} , es la relación de esfuerzos cedentes de la viga; Z_{xb} , es el módulo plástico de la sección.

Cálculo del diámetro del perno:

$$d_b \leq \frac{b_{bf}}{2} \left(1 - \frac{R_{yb} * F_{yb}}{R_{tb} * F_{ub}} \right) - 3mm \tag{3}$$

Donde: b_{bf} , es el ancho del ala de la viga; R_{tb} , es la relación de esfuerzos a tracción del acero en la viga.

Luego se escoge un diámetro nominal que satisfaga la condición.

Determinación de las dimensiones de la placa:

Se asume un valor para el grosor de la placa, t_p , y se toma un valor para el ancho de placa b_p , para esto se debe tener en cuenta, el ancho del ala de la viga, el diámetro de los pernos y la distancia mínima a los bordes [Tabla 1]. De la misma forma, en este punto se determina el cortante nominal por perno, r_n .

$$r_n = \text{menor entre} \begin{bmatrix} 1 * F_{nv} * A_b \\ 2.4 * F_{ub} * d_b * t_{bf} \\ 2.4 * F_{up} * d_b * t_p \end{bmatrix} \tag{4,5,6}$$

Tabla 1: Distancia Mínima al Borde, desde el Centro del Agujero Estándar hasta el Borde de la Parte Conectada, mm.

Diámetro Perno (mm)	Distancia Mínima al Borde
16	22
20	26
22	28
24	30
27	34
30	38
36	46
Más de 36	1.25d

Fuente: AISC 358-16.

Donde: F_{nv} , es la resistencia nominal al cortante del perno; A_b , es el área nominal del perno; t_{bf} , es el espesor del ala de la viga.

Selección del número de pernos:

$$n \geq \frac{1.25 * M_{pr}}{\phi_n * r_n * (d + t_p)} \quad (7)$$

Donde: ϕ_n , es el factor de resistencia según la norma ANSI / AISC 358, que se define como 0.90 para estados límites no dúctiles [8]; d , es la altura de la viga.

Cálculo de la localización de la articulación plástica:

$$S_h = S_1 + S * \left(\frac{n}{2} - 1\right) \quad (8)$$

Donde: S_1 , es la distancia del primer perno al borde del ala de la columna; S , es la distancia entre filas de pernos.

Determinación de la fuerza cortante en la articulación plástica:

$$L_h = L - 2 * S_h - d_c \quad (9)$$

$$V_p = \frac{2 * M_{pr}}{L_h} \quad (10)$$

$$V_h = \frac{W_u * L_h}{2} + V_p \quad (11)$$

Donde: L_h , Distancia entre rótulas plásticas; L , longitud de la viga entre ejes de columnas; d_c , peralte de columna; V_p , es el corte por capacidad en la rótula plástica; W_u , Carga gravitacional mayorada sobre la viga.

Cálculo del momento esperado en la cara de la columna:

$$M_f = M_{pr} + V_h * S_h \quad (12)$$

Cálculo de la fuerza en la plancha del ala debido al momento en la cara de la columna:

$$F_{pr} = \frac{M_f}{(d + t_p)} \quad (13)$$

ix) Confirmación del número de pernos:

$$n_{req} = \frac{F_{pr}}{\phi_n * r_n} \quad (14)$$

Chequeo de la placa por cedencia a tracción:

$$t_{p_req_t} = \frac{F_{pr}}{\phi_d * F_{yp} * b_p} \quad (15)$$

Donde: ϕ_d , es el factor de resistencia según la norma ANSI / AISC 358, que se define como 1,00 para estados límites dúctiles [9]; d , es la altura de la viga.

Chequeo de la placa por ruptura a tracción:

$$A_g = b_p * t_p \quad (16)$$

$$d_a = \left(d_h + \frac{1}{16} in \right) \quad \text{—} \quad (17)$$

$$A_n = A_g - 2 * d_a * t_p \quad \text{—} \quad (18)$$

$$A_e = U * A_n \quad \text{—} \quad (19)$$

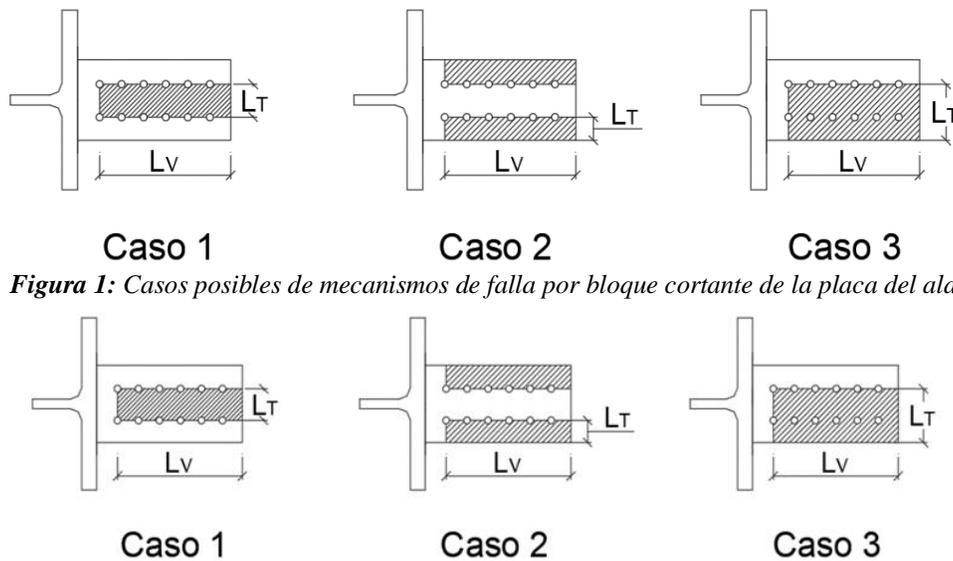
$$R_n = F_{up} * A_e \quad \text{—} \quad (20)$$

$$\Phi_n * R_n \geq F_{pr} \quad \text{—} \quad (21)$$

Donde: A_g , es el área gruesa de la plancha de ala; d_a , corresponde al diámetro del agujero, mismo que se considera como el diámetro del perno, d_h , más un dieciseisavo de pulgada para perforaciones estándar; A_n , área neta de la plancha de ala; A_e , área efectiva de la plancha de ala; U , es el factor por Rezago de Cortante; R_n , es la resistencia nominal a la ruptura de la plancha de ala; F_{up} , es el esfuerzo último del acero de la placa; Φ_n , es el factor de resistencia para estados límites no dúctiles.

Verificación por bloque cortante de la plancha de ala y ala de la viga

a) Verificación por bloque cortante de la plancha de ala.



La resistencia de la plancha del ala se determina como el menor valor obtenido de los siguientes tres mecanismos de falla posibles:

Caso 1: Falla en el área interna de la plancha de ala:

$$A_{gv} = 2 * t_p * L_V \quad (22)$$

$$A_{nv} = A_{gv} - 2 * t_p * d_a * \left(\frac{n}{2} - 0.5\right) \quad (23)$$

$$A_{gt} = L_T * t_p \quad (24)$$

$$A_{nt} = A_{gt} - t_p * d_a \quad (25)$$

$$R_n = 0.6 * F_{up} * A_{nv} + U_{bs} * F_{up} * A_{nt} \leq 0.6 * F_{yp} * A_{gv} + U_{bs} * F_{up} * A_{nt} \quad (26)$$

Donde: A_{gv} , es el área gruesa a corte; L_V , es la distancia desde el centroide de la primera fila de pernos hasta el borde de la placa; A_{nv} , es el área neta a corte; A_{gt} , es el área gruesa a tracción; L_T , es la distancia entre los centroides de dos pernos de una misma fila; A_{nt} , es el área neta a tracción; U_{bs} , es un factor, que representa 1 para el esfuerzo de tensión uniforme, y 0.5 para esfuerzo de tensión no uniforme.

Caso 2: Falla en los bordes externos de la plancha de ala:

$$A_{gv} = 2 * t_p * L_V \quad (27)$$

$$A_{nv} = A_{gv} - 2 * t_p * d_a * \left(\frac{n}{2} - 0.5\right) \quad (28)$$

$$A_{gt} = 2 * L_T * t_p \quad (29)$$

$$A_{nt} = A_{gt} - t_p * d_a \quad (30)$$

$$R_n = 0.6 * F_{up} * A_{nv} + U_{bs} * F_{up} * A_{nt} \leq 0.6 * F_{yp} * A_{gv} + U_{bs} * F_{up} * A_{nt} \quad (31)$$

Donde: L_T , es la distancia desde el centroide de un perno hacia el borde lateral próximo de la placa.

Caso 3: Falla en un área extendida hasta uno de los bordes externos de la plancha de ala:

$$A_{gv} = t_p * L_V \quad (32)$$

$$A_{nv} = A_{gv} - t_p * d_a * \left(\frac{n}{2} - 0.5\right) \quad (33)$$

$$A_{gt} = L_T * t_p \quad (34)$$

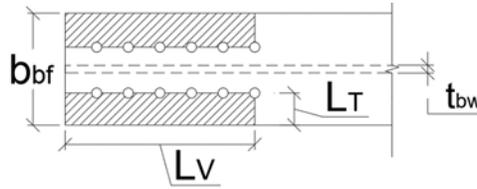
$$A_{nt} = A_{gt} - t_p * (1.5 * d_a) \quad (35)$$

$$R_n = 0.6 * F_{up} * A_{nv} + U_{bs} * F_{up} * A_{nt} \leq 0.6 * F_{yp} * A_{gv} + U_{bs} * F_{up} * A_{nt} \quad (36)$$

Donde: L_T , es la distancia desde el centroide de un perno hacia el borde lateral lejano de la placa.

b) Verificación por bloque cortante del ala de la viga:

Figura 2: Mecanismo de falla posible por bloque cortante del ala de la viga



La resistencia para el estado límite de ruptura por bloque cortante en el ala de la viga se determina en función al siguiente mecanismo de falla:

$$A_{gv} = 2 * t_{bf} * L_V \quad (37)$$

$$A_{nv} = A_{gv} - 2 * t_{bf} * d_a * \left(\frac{n}{2} - 0.5\right) \quad (38)$$

$$A_{gt} = 2 * L_T * t_{bf} \quad (39)$$

$$A_{nt} = A_{gt} - t_{bf} * d_a \quad (40)$$

$$R_n = 0.6 * F_{up} * A_{nv} + U_{bs} * F_{up} * A_{nt} \leq 0.6 * F_{yp} * A_{gv} + U_{bs} * F_{up} * A_{nt} \quad (41)$$

Donde: L_V , es la distancia desde el borde del ala de la viga que está en contacto con la columna hasta el centroide de la última fila de agujeros para pernos; L_T , es la distancia desde el centroide de un agujero para perno hacia el borde lateral próximo del ala de la viga.

Revisión de la plancha de ala por compresión:

$$E = \frac{KL}{r} \leq E_{límite} = 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_{yp}}} \quad (42)$$

$$r = \sqrt{\frac{I_P}{A_P}} \quad (43)$$

$$I_P = \frac{b_p * t_p^3}{12} \quad (44)$$

$$A_P = b_p * t_p \quad (45)$$

Donde: E , es la esbeltez de la plancha; $E_{límite}$, es el límite de esbeltez de la plancha; K , es el factor de longitud efectiva, que según los requerimientos de la norma ANSI/AISC 358-16 al chequear el pandeo a compresión de la plancha del ala de la viga, se puede tomar este factor como 0.65; L , corresponde a la longitud efectiva que se determina como la longitud libre desde la columna hasta el centro de la primera perforación; r , el radio de giro de la plancha; I_P , inercia de la plancha; A_P , área de la plancha.

Al cumplirse la relación de la ecuación 38, se determina que se produce un pandeo inelástico, también se puede determinar con la ecuación 41.

$$\lambda_c = \frac{E_{plancha}}{\pi} * \sqrt{\frac{F_{yp}}{E}} \leq 1.5 \quad (46)$$

$$F_{cr} = 0.658\lambda_c^3 * F_{yp} \quad (47)$$

$$P_n = A_p * F_{cr} \quad (48)$$

$$\Phi_n * P_n \geq F_{pr} \quad (49)$$

Donde: λ_c , parámetro de esbeltez que incluye las propiedades del material y las dimensiones del miembro; F_{cr} , tensión crítica de pandeo; P_n , resistencia nominal a compresión; Φ_n , factor cuyo valor es 0.9.

Determinación del cortante resistente esperado en la rótula plástica:

El cortante resistente esperado se asume como la sumatoria del cortante gravitacional y el corte por capacidad generados en la rótula plástica, es decir:

$$V_{ub} = V_h \quad (50)$$

Diseño de una placa de conexión a corte para el cortante resistente esperado:

Se propone un espesor para la conexión a corte, t_{p_corte} , que se chequea por los siguientes modos de falla:

Caso 1: Chequeo por cedencia en el área gruesa de la plancha:

$$A_g = L_p * t_{p_corte} \quad (51)$$

$$R_n = 0.6 * A_g * F_{yp} \quad (52)$$

$$\Phi_n * R_n \geq V_u \quad (53)$$

1. Caso 2.- Chequeo de la ruptura en el área neta de la placa:

$$A_n = A_g - n * d_a * t_{p_corte} \quad (54)$$

$$R_n = 0.6 * A_n * F_{up} \quad (55)$$

$$\Phi_n * R_n \geq V_u \quad (56)$$

Caso 3: Chequeo por bloque cortante de la plancha:

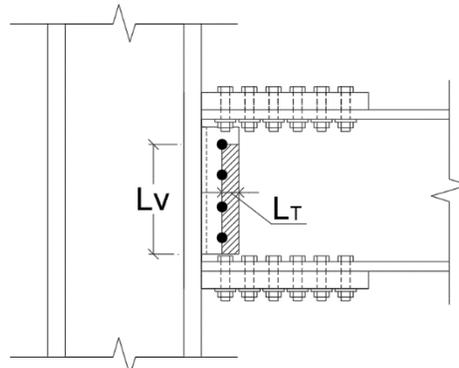
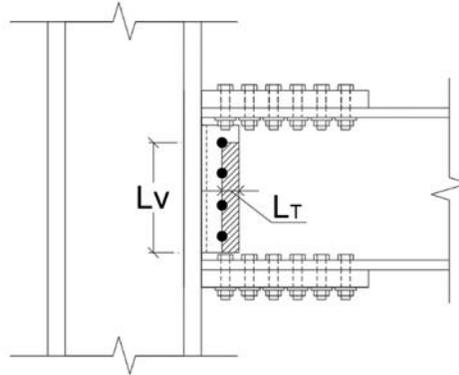


Figura 3: Mecanismo de falla posible por bloque cortante de la plancha del alma de la viga



$$A_{gv} = L_v * t_{p_corte} \quad (57)$$

$$A_{nv} = A_g - d_a * t_{p_corte} * (n - 0.5) \quad (58)$$

$$A_{gt} = L_T * t_{p_corte} \quad (59)$$

$$A_{nt} = A_{gt} - 0.5 * d_a * t_{p_corte} \quad (60)$$

$$R_n = 0.6 * F_{up} * A_{nv} + U_{bs} * F_{up} * A_{nt} \leq 0.6 * F_{yp} * A_{gv} + U_{bs} * F_{up} * A_{nt} \quad (61)$$

$$\phi_n * R_n \geq V_u \quad (62)$$

Donde: A_{gv} , área gruesa a corte; A_{nv} , área neta a corte; A_{gt} , área gruesa a tracción; A_{nt} , área neta a tracción; L_v , es la distancia desde el centroide del perno superior hasta el borde inferior de la placa; L_T , es la distancia desde el centroide de la fila de pernos hasta el borde lateral de la placa.

Revisión de necesidad de placa de continuidad:

Las placas de continuidad son necesarias al cumplirse la siguiente relación:

$$t_{cf} \geq t_{cfreq} = 0.4 * \sqrt{1.8 * b_{bf} * t_{bf} * \frac{R_{yb} * F_{yb}}{R_{yc} * F_{yc}}} \quad (63)$$

En caso de ser necesarias, se procede con el diseño de las mismas.

Chequeo de la zona de panel:

La resistencia necesaria en la zona del panel se calcula mediante la adición de las fuerzas generadas por los momentos máximos probables de las vigas, localizados en la cara de la columna. Esta suma se realiza restando el corte máximo esperado que afecta a la columna.

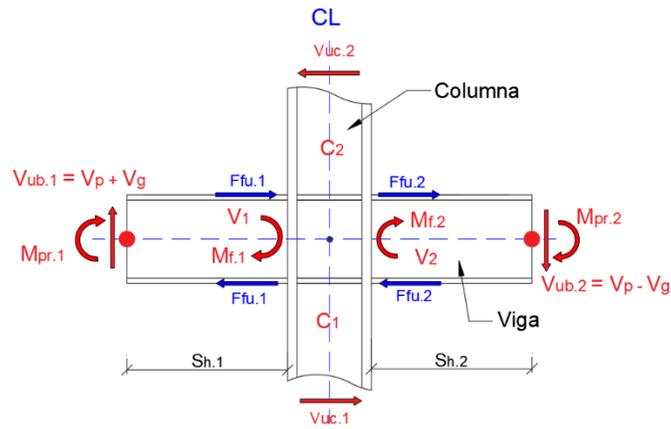
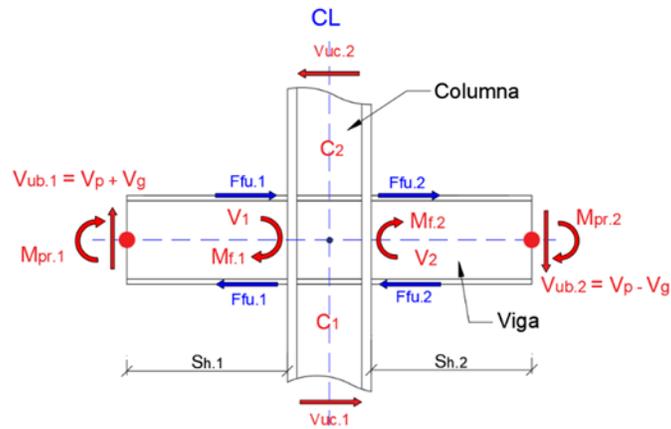


Figura 4: Fuerzas pertinentes que intervienen en el nudo para la revisión de la zona del panel.



a) Demanda en la zona del panel:

$$M_f = M_{pr} + V_{ub} * S_h \tag{64}$$

$$F_{fu} = \frac{M_f}{d+t_p} \tag{65}$$

$$L_v = H - d \tag{66}$$

$$V_{uc_vigas} = \frac{M_{Pb_R}}{d_b + L_v} \tag{67}$$

$$V_{uc} = \text{menor entre} \begin{bmatrix} 2 * \frac{M_{pc1}}{L_V} \\ 2 * \frac{M_{pc2}}{L_V} \\ V_{uc_vigas} \end{bmatrix} \quad (68)$$

$$R_u = F_{fu1} + F_{fu2} - V_{uc} \quad (69)$$

Donde: M_f , momento esperado en la cara de la columna; F_{fu} , fuerza en la cara de la columna (en el centroide de la plancha del ala); L_V , longitud libre de la columna; V_{uc_vigas} , corte esperado en la columna debido a la capacidad de las vigas; M_{pb_R} , sumatoria de momentos máximos probables de columnas; M_{pc} , momento resistente en la columna; V_{uc} , corte último mínimo esperado en las columnas; R_u , demanda por corte en la zona del panel.

b) Resistencia de la zona del panel:

$$P_{yc} = A_c * F_{yc} \quad (70)$$

si se cumple que,

$$\frac{P_{uc}}{P_{yc}} \leq 0.40 \quad (71)$$

Entonces,

$$R_V = 0.60 * F_{yc} * d_c * t_{cw} \quad (72)$$

Caso contrario,

$$R_V = 0.60 * F_{yc} * d_c * t_{cw} * \left(1 - \frac{P_{uc}}{P_{yc}}\right) \quad (73)$$

Donde: R_V , resistencia por corte en la zona del panel; P_{uc} , fuerza axial en la columna; A_c , área de la sección transversal de la columna; P_{yc} , resistencia axial en fluencia de la columna; F_{yc} , resistencia a fluencia especificada de la columna; t_{cw} , espesor del alma de la columna.

c) Diseño de la plancha adosada al alma:

El refuerzo es necesario al cumplirse la siguiente relación de demanda/capacidad:

$$R_u > \phi * R_V \quad (74)$$

$$R_{dp_req} = R_u - \phi * R_V \quad (75)$$

si se cumple la relación de la ecuación (65) se tiene que,

$$t_{dp_req} = \frac{R_{dp_req}}{0.60 * F_{yc} * d_c} \quad (76)$$

caso contrario se tiene que,

$$t_{dp_req} = \frac{R_{dp_req}}{0.60 * F_{yc} * d_c * \left(1.40 - \frac{P_{uc}}{P_{yc}}\right)} \quad (77)$$

Se propone un espesor para la plancha de refuerzo, la cual va soldada al alma de la columna,

$$t_{total} = t_{cw} + 2 * t_{pa} \quad (78)$$

$$t_{min} = \frac{d_c - 2 * t_{cf} + d_b - 2 * t_{bf}}{90} \quad (79)$$

Donde ϕ , es un factor de resistencia y es igual a 1; R_{dp_req} , demanda requerida para la plancha adosada al alma; t_{dp_req} , espesor requerido de cada plancha de refuerzo soldada en el alma; t_{total} , espesor total del alma de la columna más la plancha; t_{min} , espesor mínimo requerido para el alma más la plancha.

Diseño asistido por software

La modelación de la conexión viga-columna se realizó con el software IDEA StatiCa. Se realizó un análisis estructural completo y se introdujeron los parámetros previamente definidos. Según los hallazgos, se determinó la cantidad de acero necesaria para la conexión.

El diseño por software considera un mayor número de factores que el diseño convencional, como la resistencia del material, la rigidez de la conexión y la ductilidad. Estos factores son importantes para garantizar la seguridad y la eficiencia de la conexión.

IDEA StatiCa es un software de ingeniería estructural especializado que facilita el diseño y análisis de conexiones metálicas en una variedad de aplicaciones de construcción. El proceso de trabajo de IDEA StatiCa comienza con el modelado de la conexión, donde los ingenieros definen las placas de brida, los pernos, las soldaduras y otros componentes. Luego, se aplican cargas a la conexión, como cargas axiales, momentos y fuerzas sísmicas, para evaluar su comportamiento bajo diversas condiciones de carga. El software realiza cálculos avanzados utilizando el método de elementos finitos para determinar cómo se comportará la conexión y verifica si cumple con los códigos y estándares de diseño aplicables.

Lo que hace muy especial a este programa es que a diferencia de los programas estructurales clásicos este tiene implementada una metodología de elementos finitos que viene de la industria aeroespacial, en donde, lo que se intenta hacer es mallados no tan finos y cada placa se malla por separado, permitiendo obtener resultados muy exactos y con una velocidad de cálculo muy elevada haciendo que este programa sea práctico [8].

Comparación de resultados

Los resultados del diseño convencional y del diseño asistido por software se compararon. La cantidad de acero necesaria para una conexión entre una viga y una columna varió según el método de diseño utilizado. Para evaluar la relación entre los dos métodos, se realizaron análisis estadísticos y correlacionales.

Resultados y discusión

La estructura analizada [Figura 4], es un edificio de 3 plantas altas, al que se propuso realizar el diseño de una conexión interna a la que llegan dos vigas y dos columnas; de la misma forma para comparar de manera eficaz los cambios realizados en la modelación, se diseñó una conexión externa a la que llegan una viga y dos columnas.

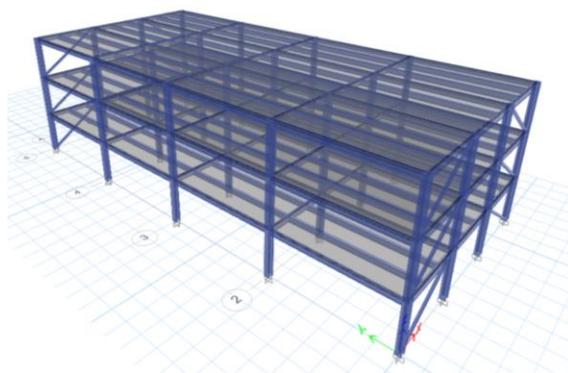
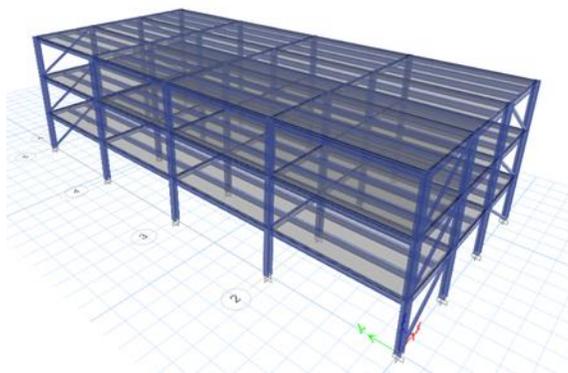


Figura 4: Estructura efecto de análisis modelada en el software ETABS.



Las características propias del edificio, tales como materiales y demás se resumen en la Tabla 2.

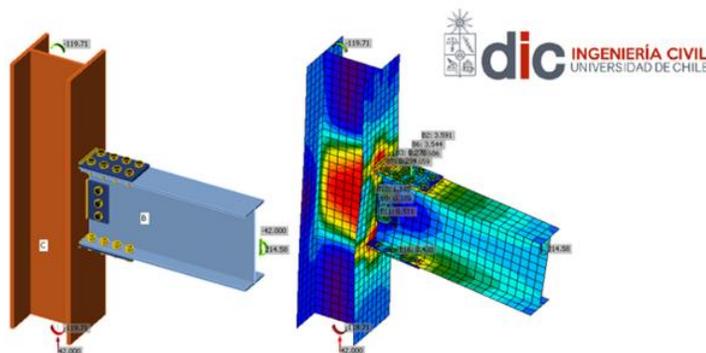
Tabla2: Datos y características de la conexión diseñada.

Características	Valores
Tipo de acero de las vigas y columnas	A572Gr50
Esfuerzo de fluencia del acero de las vigas (F_{yb}) [MPa]	345
Esfuerzo último del acero de las vigas (F_{ub}) [MPa]	450
Perfil de la viga	IPE2700
Peralte de la viga (d) [mm]	274
Ancho del ala de la viga (b_{bf}) [mm]	136
Espesor del ala de la viga (t_{bf}) [mm]	12.2
Espesor del alma de la viga (t_{bw}) [mm]	7.5
Curvatura entre el ala y el alma de la viga (r_b) [mm]	15
Esfuerzo de fluencia del acero de las columnas (F_{yc}) [MPa]	345
Esfuerzo último del acero de las columnas (F_{uc}) [MPa]	450
Perfil de la columna	HE260M
Peralte de la columna (d_c) [mm]	290
Ancho del ala de la columna (b_{cf}) [mm]	268
Espesor del ala de la columna (t_{cf}) [mm]	32.5
Espesor del alma de la columna (t_{cw}) [mm]	18
Curvatura entre el ala y el alma de la columna (r_c) [mm]	24
Longitud de la viga entre ejes de columna (L) [m]	4
Carga gravitacional mayorada sobre la viga (Q) [$\frac{kN}{m}$]	66.584
Relación de esfuerzos cedentes de la viga (R_{yb}) [-]	1.1
Relación de esfuerzos a tracción del acero en la viga (R_{tb}) [-]	1.1
Relación de esfuerzos cedentes de la columna (R_{yc}) [-]	1.1
Tipo de acero a utilizar en las planchas de la conexión	A36
Esfuerzo de fluencia del acero de las placas de la conexión (F_{yp}) [MPa]	250
Esfuerzo último del acero de las placas de la conexión (F_{up}) [MPa]	400

Al analizar estos datos y las restricciones para escoger una conexión precalificada [8], se resolvió utilizar una conexión BFP (Bolted Flange Plate) [Figura 5], estas conexiones están conformadas por una placa en la parte superior y otra en la parte inferior de la viga que se conectan a esta última mediante la utilización de pernos de alta resistencia, mientras que la unión de estas placas a la cara de la columna se realiza con soldadura en el eje fuerte de la columna o bien en el eje débil de la

misma [9]; este tipo de conexiones se han utilizado convencionalmente en estructuras de acero para transferir tensión axial y momento flector. (Chen et al., 2022b)

Figura 5: Conexión Precalificada Bolted Flang Plate



FUENTE: idea statica

Luego de escoger el tipo de conexión, se procedió a realizar el diseño de la misma, los resultados de los cálculos manuales, siguiendo el procedimiento de la AISC 358-16 [Tabla 3 y 4].

Tabla 3: Datos obtenidos en el diseño de la conexión interna.

	Valor
Momento máximo probable ($kN * m$)	251.419
Espesor de la plancha de ala (mm)	28
Ancho de la plancha de ala (mm)	180
Longitud plancha de ala (mm)	-
Diámetro del perno (in)	5/8
Número de pernos colocados en la placa del ala de viga	12
Resistencia nominal al corte del perno en la placa del ala de la viga – ASTM A490 (MPa)	579
Localización de la articulación plástica (mm)	305
Fuerza cortante en la articulación plástica (kN)	265.411
Momento esperado en la cara de la columna ($kN * m$)	332.369
Fuerza en la plancha de ala, debido a momento M_f (kN)	1100.56
Espesor de la plancha de la conexión a corte en el alma de la viga (mm)	10
Ancho de la plancha de conexión a corte en el alma de la viga (mm)	100
Longitud de la plancha de conexión a corte en el alma de la viga (mm)	210
Número de pernos colocados en la conexión a corte del alma de viga	4
Resistencia nominal al corte del perno en la conexión a corte en el alma de la viga – ASTM A490 (MPa)	469
Requiere placa de continuidad	NO

Relación Demanda/Capacidad en la zona de panel	1.54
Requiere planchas adosadas al alma de la columna	SÍ
Espesor de la plancha adosada al alma (<i>mm</i>)	10
Longitud de la plancha adosada al alma (<i>mm</i>)	-

Tabla 4: Datos obtenidos en el diseño de la conexión externa.

	Valor
Momento máximo probable (<i>kN * m</i>)	251.419
Espesor de la plancha de ala (<i>mm</i>)	25
Ancho de la plancha de ala (<i>mm</i>)	180
Longitud plancha de ala (<i>mm</i>)	-
Diámetro del perno (<i>in</i>)	5/8
Número de pernos colocados en la placa del ala de viga	12
Resistencia nominal al corte del perno en la placa del ala de la viga – ASTM A490 (MPA)	579
Localización de la articulación plástica (<i>mm</i>)	305
Fuerza cortante en la articulación plástica (<i>kN</i>)	258.25
Momento esperado en la cara de la columna (<i>kN * m</i>)	330.185
Fuerza en la plancha de ala, debido a momento M_f (<i>kN</i>)	1104.298
Espesor de la plancha de la conexión a corte en el alma de la viga (<i>mm</i>)	10
Ancho de la plancha de conexión a corte en el alma de la viga (<i>mm</i>)	100
Longitud de la plancha de conexión a corte en el alma de la viga (<i>mm</i>)	210
Número de pernos colocados en la conexión a corte del alma de viga	4
Resistencia nominal al corte del perno en la conexión a corte en el alma de la viga – ASTM A490 (MPA)	469
Requiere placa de continuidad	NO
Relación Demanda/Capacidad en la zona de panel	0.704
Requiere planchas adosadas al alma de la columna	NO

Con los datos obtenidos de los cálculos manuales, se realizó la modelación de las conexiones interna [Figura 6] y externa [Figura 7], en este paso se ingresan las características de los materiales, los perfiles de vigas y columnas, las dimensiones de las placas de la conexión, así como la distribución y dimensiones de los pernos, las fuerzas actuantes en la conexión, esto es, fuerza cortante en la articulación plástica y momento esperado en la cara de la columna, con esta tarea completada, se realiza el análisis de la conexión modelada. Luego del análisis de las conexiones diseñadas por el cálculo manual, y tomando las mismas secciones, se revisó los elementos que podían disminuir sus secciones o cantidades, y modificando los mismos se realizó un nuevo análisis para las secciones modificadas.



Figura 6: Conexión interna obtenida por el método de cálculo tradicional modelada en el software IdeaStática.

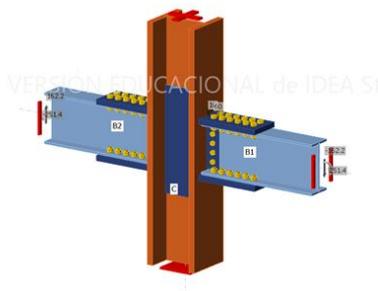
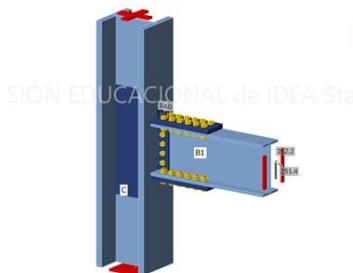


Figura 7: Conexión externa obtenida por el método de cálculo tradicional modelada en el software IdeaStática.



Las [tablas 5 y 6] muestra las dimensiones de los elementos de conexión obtenidos mediante el diseño convencional y por software. En general, se observa que algunas de las secciones obtenidas mediante el diseño por software son más pequeñas que las obtenidas mediante el diseño convencional.

Tabla 5: Comparación de secciones obtenidas por medio de ambos métodos para la conexión interna.

	Diseño Convencional	Diseño Modificado
Espesor de la plancha de ala (mm)	28	25
Ancho de la plancha de ala (mm)	180	170

Longitud plancha de ala (mm)	350	290
Diámetro del perno (in)	5/8	5/8
Número de pernos colocados en la placa del ala de viga	48	40
Resistencia nominal al corte del perno en la placa del ala de la viga – ASTM A490 (MPA)	579	579
Espesor de la plancha de la conexión a corte en el alma de la viga (mm)	10	10
Ancho de la plancha de conexión a corte en el alma de la viga (mm)	70	42
Longitud de la plancha de conexión a corte en el alma de la viga (mm)	234	102
Número de pernos colocados en la conexión a corte del alma de viga	8	6
Resistencia nominal al corte del perno en la conexión a corte en el alma de la viga – ASTM469 A490 (MPA)		469
Requiere placa de continuidad	NO	NO
Requiere planchas adosadas al alma de la columna	SÍ	SÍ
Espesor de la plancha adosada al alma (mm)	10	10
Ancho de la plancha adosada al alma (mm)	224	224
Longitud de la plancha adosada al alma (mm)	580	580

Tabla 6: Comparación de secciones obtenidas por medio de ambos métodos para la conexión externa.

	Diseño Convencional	Diseño Modificado
Espesor de la plancha de ala (mm)	25	28
Ancho de la plancha de ala (mm)	136	136
Longitud plancha de ala (mm)	350	240
Diámetro del perno (in)	5/8	5/8
Número de pernos colocados en la placa del ala de viga	24	16
Resistencia nominal al corte del perno en la placa del ala de la viga – ASTM A490 (MPA)	579	579
Espesor de la plancha de la conexión a corte en el alma de la viga (mm)	10	10
Ancho de la plancha de conexión a corte en el alma de la viga (mm)	70	42
Longitud de la plancha de conexión a corte en el alma de la viga (mm)	234	104
Número de pernos colocados en la conexión a corte del alma de viga	4	3
Resistencia nominal al corte del perno en la conexión a corte en el alma de la viga – ASTM469 A490 (MPA)		469
Requiere placa de continuidad	NO	NO
Requiere planchas adosadas al alma de la columna	SI	SI
Espesor de la plancha adosada al alma (mm)	10	10
Ancho de la plancha adosada al alma (mm)	224	224
Longitud de la plancha adosada al alma (mm)	580	580

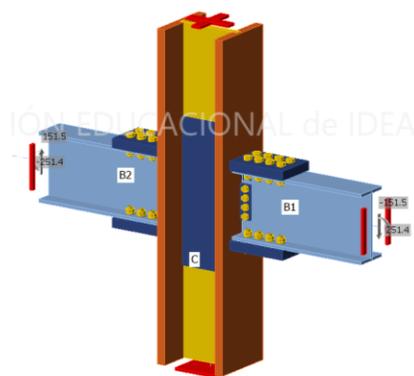


Figura 8: Conexión interna obtenida modificando la conexión modelada en el software IdeaStatica.

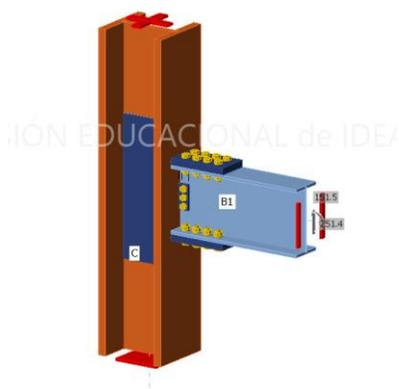
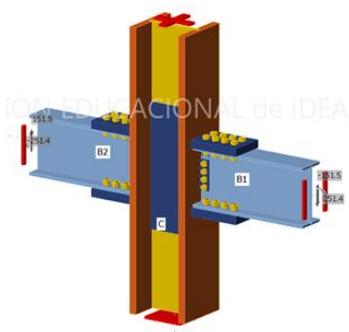
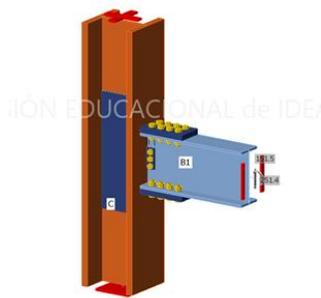


Figura 9: Conexión externa obtenida modificando la conexión modelada en el software IdeaStatica.



Las diferencias más significativas se observan en las dimensiones de las placas de las alas de las vigas y de las placas de las almas de las columnas. Las placas de alas obtenidas mediante el diseño por software son 10 mm más estrechas que las obtenidas mediante el diseño convencional. Las placas del alma de la columna obtenidas mediante el diseño por software son 31 mm más estrechas y 146 mm más cortas que las obtenidas mediante el diseño convencional.

Con estas modificaciones realizadas, se procede a hacer el análisis de la conexión modificada, los resultados de ambos métodos se resumen en las [Tablas 7 y 8], en las que se puede evidenciar el aumento del porcentaje de trabajo en los componentes para las secciones modificadas, en donde el mayor aumento se observa en la conexión externa.

Tabla 7: Comparación de porcentajes al que trabajan los componentes, obtenidos mediante el software para la conexión interna mediante ambos métodos.

	DISEÑO CONVENCIONAL	DISEÑO MODIFICADO
Placas (%) (<5)	4.4	3.9
Tornillos (%)	91.9	96.4
Soldaduras (%) (<100)	0	0
Límites de precalificación	CUMPLE	CUMPLE

Tabla 8: Comparación de porcentajes al que trabajan los componentes, obtenidos mediante el software para la conexión externa mediante ambos métodos.

	DISEÑO CONVENCIONAL	DISEÑO MODIFICADO
Placas (%) (<5)	1.0	0.9
Tornillos (%) (<100)	87.7	93.2
Soldaduras (%) (<100)	0	0
Límites de precalificación	CUMPLE	CUMPLE

Las tablas 9 y 10 detallan los precios de los materiales utilizados en las conexiones internas viga-columna de acero obtenidas mediante el diseño convencional y por software. En general, se observa

que los precios de los materiales utilizados en las conexiones obtenidas mediante el diseño por software son menores que los precios de los materiales utilizados en las conexiones obtenidas mediante el diseño convencional.

Estas diferencias se deben a que las secciones obtenidas mediante el diseño por software son más pequeñas que las obtenidas mediante el diseño convencional. Las secciones más pequeñas requieren menos material, lo que resulta en un menor costo.

Tabla 9: Comparación de los precios para las secciones obtenidas por medio de ambos métodos para la conexión externa.

<u>ELEMENTO</u>	<u>DISEÑO CONVENCIONAL</u>	<u>DISEÑO MODIFICADO</u>
<u>Acero A572 Gr. 50</u>	<u>6.68</u>	<u>1.90</u>
<u>Acero A36</u>	<u>181.90</u>	<u>141.84</u>
<u>Pernos 5/8 "</u>	<u>202.08</u>	<u>168.40</u>
<u>Pernos 1/2 "</u>	<u>18.72</u>	<u>14.04</u>
<u>Soldaduras</u>	<u>19.76</u>	<u>16.99</u>
<u>Perforación de agujeros</u>	<u>66.24</u>	<u>54.73</u>
<u>COSTO TOTAL ESTIMADO (USD)</u>	<u>495.38</u>	<u>397.90</u>

Tabla 10: Comparación de los precios para las secciones obtenidas por medio de ambos métodos para la conexión externa.

<u>ELEMENTO</u>	<u>DISEÑO CONVENCIONAL</u>	<u>DISEÑO MODIFICADO</u>
Acero A572 Gr. 50	3.35	0.88
Acero A36	74.21	63.82
Pernos 5/8 "	101.04	67.36
Pernos 1/2 "	9.36	7.02
Soldaduras	6.66	7.16
Perforación de agujeros	33.12	22.31
COSTO TOTAL ESTIMADO (USD)	227.74	168.56

Conclusiones

En base al análisis realizado, se pueden concluir los siguientes puntos:

- Las secciones de conexión obtenidas mediante el diseño por software son más pequeñas que las obtenidas mediante el diseño convencional.
- Las secciones de conexión obtenidas mediante el diseño por software son más eficientes e igual de seguras.

- El diseño por software es una herramienta útil para el diseño de conexiones internas viga-columna de acero.
- El uso de esta herramienta permite obtener secciones más pequeñas, seguras y eficientes, lo que puede traducirse en ahorros en los costos de construcción.
- Se recomienda utilizar el diseño por software para el diseño de conexiones internas viga-columna de acero.

Referencias

1. Aguiar, R., Sánchez, T., Zevallos, M., & Romero, J. (2019). CONEXIÓN SOLDADA APERNADA PARA UNIR DIAGONAL A PLACA GUSSET. *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, 24(4), 365-386.
2. AISC 360-16 (2016) Specification for Structural Steel Buildings. American Institute of Steel Construction (AISC), Chicago
3. AISC. (2016b). ANSI/AISC 358-16: Prequalified connections for special and intermediate steel moment frames for seismic applications. Chicago, IL: American Institute of Steel Construction.
4. Camacho, G. A. (2022). Estudio paramétrico del diseño de las conexiones precalificadas a momento viga-columna en edificaciones de acero: una revisión del estado del arte. Recuperado de: <http://hdl.handle.net/10654/43782>.
5. Chazaro Rosario, C. (2019). DISEÑO DE CONEXIONES. GERDAU CORSA, México.
6. Chen, J., Liu, J., Hu, P., Sun, H., & Hu, X. (2022). Experimental and numerical investigation on seismic behavior of detachable precast concrete column joints with bolted flange plate. *Journal of Building Engineering*, 49, 104077. <https://doi.org/10.1016/j.job.2022.104077>
7. Criollo Machuca, M. A. (2020). Análisis comparativo técnico-económico de tres tipos de conexiones precalificadas en edificios residenciales de acero (Bachelor's thesis, Riobamba: Universidad Nacional de Chimborazo).
8. Escobar Curasma, K. (2019). OPTIMIZACIÓN DEL DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO EN COBERTURA MEDIANTE EL MÉTODO DE ALGORITMOS

- GENÉTICOS. [Tesis de Grado, Universidad Nacional de Huancavelica].
<https://doi.org/10.17265/2162-5298/2019.05.002>
9. Guerrero, D. (2019). Análisis técnico y económico del diseño por desempeño de edificios con estructura de acero utilizando arriostramientos concéntricos. *Gaceta Técnica*, 20(1), 41-59.
 10. NEC-SE-AC, «Norma Ecuatoriana de la Construcción, Estructuras de Acero». 2015.
 11. Oscar, G. A. (2020). Aplicación de métodos de cálculo, convencional y CBFEM mediante software IDEA STATICA CONNECTION para el diseño de uniones estructurales de acero. <http://repositorio.ubiobio.cl/jspui/handle/123456789/3533>
 12. Quinapallo Jami, O. D. (2021). Estudio de alternativas de diseño sismo-resistente para edificios de acero con pórticos resistentes a momentos usando conexiones precalificadas y pórticos arriostrados concéntricamente (Master's thesis, Quito).
 13. Sánchez Guevara, N. H. (2022). Estudio de conexiones precalificadas y su incidencia en el diseño sismo resistente de edificaciones irregulares (Master's thesis, Universidad Técnica de Ambato. Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica. Maestría en Ingeniería Civil con Mención en Estructuras Metálicas).
 14. Yılmaz, O., Bekiroğlu, S., Alemdar, F., Arslan, G., Sevim, B., & Ayvaz, Y.. (2019). Experimental investigation of bolted stiffened end-plate and bolted flange-plate connections. *Latin American Journal of Solids and Structures*, 16(3), e170. <https://doi.org/10.1590/1679-78255089>

© 2024 por los autores. Este artículo es de acceso abierto y distribuido según los términos y condiciones de la licencia Creative Commons Atribución-NoComercial-CompartirIgual 4.0 Internacional (CC BY-NC-SA 4.0) (<https://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/4.0/>).