

Análisis estructural comparativo de pórticos especiales a momento con conexiones monolíticas y mixtas

Rómulo Ricardo Romero González ¹  Jaime Xavier Nieto Cárdenas ²  Pilar Roxana Naspud Uruchima ³ 

¹ Magister, rrromerog@ucacue.edu.ec, Universidad Católica de Cuenca, Cuenca, Ecuador.

² Estudiante de doctorado, jxnietoc@ucacue.edu.ec, Universidad Católica de Cuenca, Cuenca, Ecuador.

³ Magister, pilar.naspud@ucacue.edu.ec, Universidad Católica de Cuenca, Cuenca, Ecuador.

✉ Correspondencia: rrromerog@ucacue.edu.ec 📞 + 593 99 579 7722

DOI/URL: <https://doi.org/10.53313/gwj53044>

Resumen: La presente investigación se enfoca en analizar la curva momento – rotación generada por un sistema estructural de pórticos especiales a momento (SMF: Special Moment Frame), compuestos por conexiones monolíticas y mixtas entre acero y hormigón armado. Al tratarse de una investigación del tipo exploratoria mediante el uso de software especializados como CYPECAD y ANSYS, se ejecutó el análisis de los modelos bidimensionales y tridimensionales, y tras varias interacciones, se obtuvo valores de derivas inelásticas, coeficientes de participación modal y condiciones de cortante basal mínimo controladas según lo establece la NEC. Los resultados revelan que en el modelo con conexión monolítica la rotación plástica alcanzó el valor de 26.984mRad, y en el segundo caso, se observó una decadencia del sistema con una rotación de 1.4mRad, no incursionando en el rango plástico, haciendo necesario difundir que este tipo de empalmes en zonas de alta sismicidad no supera el 80% del momento plástico de la viga.

Palabras claves: Pórticos especiales a momento, conexiones monolíticas, conexiones mixtas, curva momento – rotación, plastificación.

Comparative structural analysis of special moment frames with monolithic and mixed connections

Abstract: This research focuses on analyzing the moment–rotation curve generated by a structural system of special moment frames (SMF), composed of monolithic and mixed connections between steel and reinforced concrete. As it is an exploratory investigation through the use of specialized software such as CYPECAD and ANSYS, the analysis of the two–dimensional and three–dimensional models was carried out, and after several interactions, inelastic drift values, modal participation coefficients, and basal shear conditions were obtained. minimum controlled as established by the NEC. The results reveal that in the model with a monolithic



Cita: Romero González, R. R., Nieto Cárdenas, J. X., & Naspud Uruchima, P. R. (2022). Análisis estructural comparativo de pórticos especiales a momento con conexiones monolíticas y mixtas. Green World Journal, 5(3), 44. <https://doi.org/10.53313/gwj53044>

Received: 20/Oct/2022

Accepted: 25/Nov/2022

Published: 28/Nov/2022

Prof. Carlos Mestanza-Ramón, PhD.
Editor-in-Chief / CaMeRa Editorial
editor@greenworldjournal.com

Editor's note: CaMeRa remains neutral with respect to legal claims resulting from published content. The responsibility for published information rests entirely with the authors.



© 2022 CaMeRa license, Green World Journal. This article is an open access document distributed under the terms and conditions of the license.

Creative Commons Attribution (CC BY).

connection the plastic rotation reached the value of 26.984mRad, and in the second case, a decay of the system was observed with a rotation of 1.4mRad, not entering the plastic range, making it necessary to disseminate that this type of splices in areas of high seismicity does not exceed 80% of the plastic moment of the beam.

Keywords: Special Moment Frame, monolithic connections, mixed connections, moment-rotation curve, plasticization.

1. Introducción

Desde el punto de vista sísmico, el Ecuador se encuentra ubicado en el anillo del cinturón de fuego del Pacífico, considerado como zona de altísima actividad sísmica y volcánica, donde se encuentran las cadenas montañosas más largas del mundo. La actividad sísmica intensa es causada por el deslizamiento de la placa oceánica del Pacífico bajo el continente sudamericano, afectando Colombia, Ecuador, Perú y Chile [1].

Históricamente, de acuerdo a estudios realizados por [2] muestra que el mayor número de terremotos en Ecuador entre los años 1906 y 2016 ocurrieron en las provincias Manabí, Guayas y Esmeraldas. Adicionalmente, las provincias de Santa Elena y El Oro tienen medidas de mayor magnitud y variación, debido a la baja cantidad de datos de terremotos registrados para ellos.

El terremoto en la interfase de subducción más reciente tuvo lugar el 16 de abril de 2016, con magnitud de 7.8 en la escala de Richter, cuyo epicentro fue localizado entre las parroquias de Pedernales y Cojimés en el cantón Pedernales en la provincia de Manabí [3]. Las vibraciones se sintieron con fuerza en otras cinco provincias de la costa ecuatoriana (Guayas, Santa Elena, Los Ríos, Santo Domingo y El Oro). De las estadísticas, más de 7000 edificios fueron severamente dañados o destruidos en el noroeste de Ecuador, 670 personas murieron, 6300 resultaron heridas y casi 30.000 perdieron viviendas [4].

Desde el punto de vista de las estructuras, las edificaciones se componen por elementos horizontales y verticales definidos como vigas y columnas formado el pórtico estructural; no obstante, para que estas piezas trabajen en conjunto es importante establecer sus puntos de conexión, denominados por muchos autores como nudos o uniones y que, deben ser cuidadosamente observados también [5]. Tradicionalmente los sistemas constructivos a nivel nacional emplean pórticos de hormigón armado y acero estructural conformados en frío, laminados en caliente o mixtos. Según la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) para efectos de diseño, las edificaciones se caracterizan por su ocupación, clasificándolas en estructuras de ocupación especial y estructuras de ocupación esencial diferenciadas por su capacidad de disipar energía [6].

Al analizar el objeto de esta investigación referente a los sistemas estructurales mixtos o híbridos, existen por ejemplo investigaciones de cooperación desarrolladas entre los países de Japón y EE.UU., según [7] en la jornada de investigación "Cooperative Research Program on Composite and Hybrid Structures" donde se evaluaron alrededor de 50 especímenes como los de la Figura 1 en base a experimentos de laboratorio y prototipos. Asimismo, por el año 2001 [8] evaluó los efectos del nudo a esfuerzos de corte, en el año 2002 [9] proponen un modelo con las características definidas por el Comité ASCE mejorando las formas de falla y transferencia de tensiones en las articulaciones, para ello se utilizó un elemento tensor y su comprobación con el uso de bielas y tirantes. Entre las exploraciones más recientes, autores como [10] y [11] fomentaron la industrialización de la construcción y presentaron los nudos híbridos prefabricados empleando muros y columnas tipo H encamisadas con hormigón armado y vigas de acero, denominados comúnmente como Hybrid Coupled Wall (HCW) Muro Híbrido Acoplado, los ensayos mostraron buen comportamiento sobre todo a la degradación de la resistencia y rigidez.

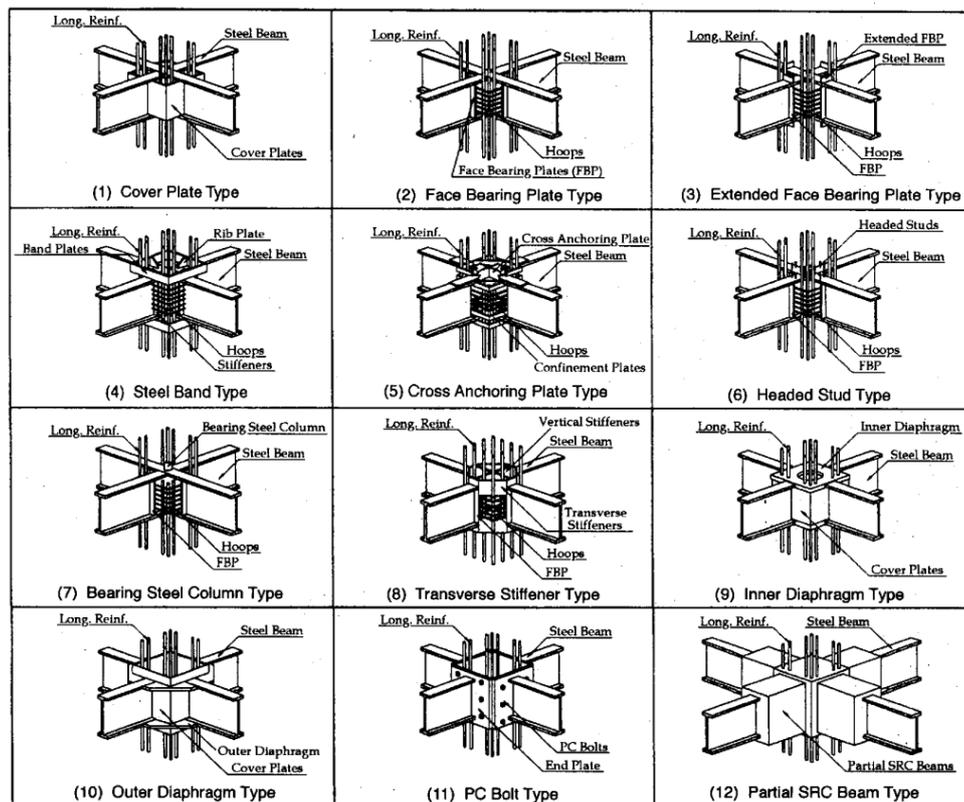


Figura 1. Nudos híbridos formato ASCE

En este sentido, existen varias alternativas de combinación entre los materiales, como es el caso del hormigón armado y acero estructural en vigas y columnas. Estos sistemas denominados mixtos o híbridos están definidos por sus conexiones [12]. Las vigas de acero estructural que presentan capacidad de resistencia específica a flexión y columnas de hormigón armado, que aportan alta resistencia a esfuerzos de compresión y flexo-compresión, el interés fijado se centra en el diseño de empalmes o conexiones, mediante un análisis sistemático de cada uno de los códigos y normas internacionales que relacionan el diseño de otros sistemas precalificados [13].

Luego del desastre en Northridge, California (17 de enero 1994), Kobe, Japón (17 de enero 1995) a una magnitud de 6.7 y 7.2 en la escala de Richter respectivamente, donde miles de edificios fueron afectados hasta el punto del colapso [14], la Federal Emergency Management Agency FEMA 350 al 355 [13], AISC 341-16 [15], ANSI/AISC 358-16 (Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications) [16], establecen requisitos de análisis y diseño estructural experimentales, cuyo objetivo principal es la preservación de la vida y precautelar el colapso de las estructuras luego de las experiencias en EEUU y Japón. En contexto, las conexiones se califican en sistemas sísmicos y no sísmicos en función de su disposición estructural, los cuales deben cumplir con requisitos de las provisiones de la American Institute of Steel Construction (AISC) [17].

2. Materiales y métodos

En esta investigación se plantearon modelos bidimensionales y tridimensionales, que consisten en estructuras similares geométricamente en planta y en elevación; se utilizó el software "CYPE 2023" [18] (licencia temporal capacitaciones) para su análisis estructural. Los dos modelos fueron sometidos a cargas gravitatorias y sísmicas, con las mismas intensidades, los enlaces entre elementos verticales y horizontales fueron planteados como marcos especiales a momento (SMF) [19] para edificios.

Las estructuras fueron modeladas con cargas destinadas para vivienda, sísmicamente en la Zona II que corresponde al Cantón Azogues de la Provincia del Cañar, suelo tipo "C", y otros factores que se detallan conforme lo establece la NEC [20]. Las características de los materiales y sus propiedades se describen en la Tabla 1.

Tabla 1. Características de los materiales de los dos modelos.

Descripción	Modelo 1) monolítico	Modelo 2) mixto
$f'c$ (concreto)	240 [kg/cm ²] (losa)	240 [kg/cm ²] (columnas)
F_y	2600 [kg/cm ²] (deck)	2600 [kg/cm ²] (deck)
F_y (ASTM A572 Gr.50)	3516.8 [kg/cm ²]	3516.8 [kg/cm ²]
F_u (ASTM A572 Gr.50)	4587.2 [kg/cm ²]	4587.2 [kg/cm ²]
E (acero)	2100000 [kg/cm ²]	2100000 [kg/cm ²]
E (hormigón) ¹	232511 [kg/cm ²]	232511 [kg/cm ²]
γ (hormigón)	2400 [kg/cm ²]	2400 [kg/cm ²]
γ (acero)	7849 [kg/cm ²]	7849 [kg/cm ²]

¹Módulo de elasticidad para el hormigón $E=4.7\sqrt{f'c}$ (Gpa)

2.1 Características de los modelos

Los dos modelos en planta presentan luces entre ejes simétricos de 5 metros en los dos sentidos "X" y "Y", en altura "Z" contienen tres niveles cada 3 metros (9 metros en total) como se indica en la **Figura 2**. El concepto es trabajar con pórticos especiales a momento (SMF) compuestos por columnas tipo HEB y vigas IPE, asimismo, el modelo 2 presenta columnas de hormigón armado de 40x40 cm. y vigas con las mismas secciones del modelo 1.

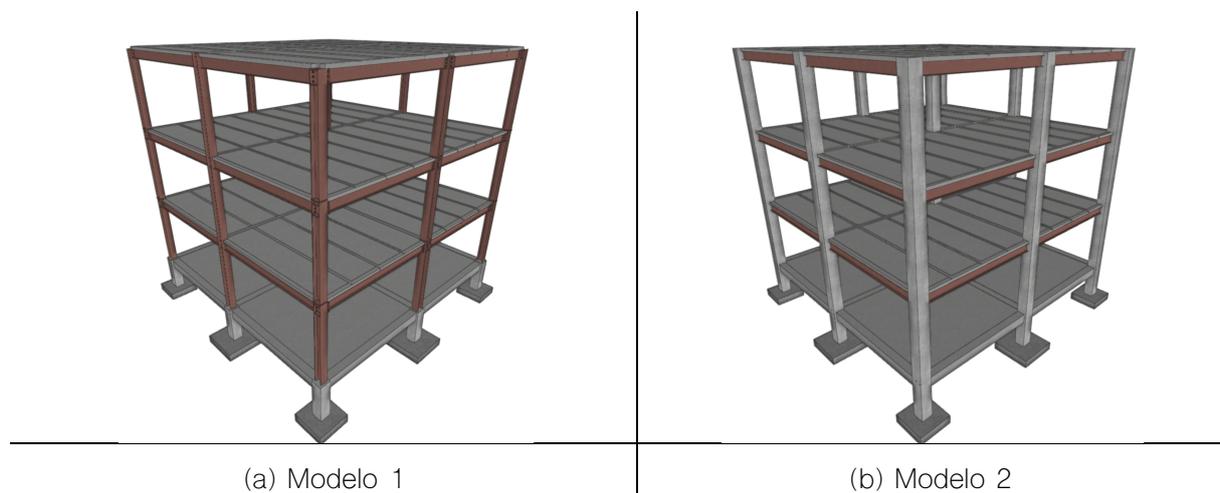


Figura 2. Modelos estructurales. (a) Modelo tridimensional para estructura monolítico; (b) Modelo tridimensional para estructura mixta.

2.2 Área de estudio

El Proyecto de investigación fue definido en el Cantón Azogues, Provincia del Cañar, Ecuador, correspondiente a la zona sísmica Z II, tipo de suelo C, factor de reducción $R=8$, Regularidades en planta y elevación $\Phi_P = \Phi_E = 1$, factor de sitio $F_a = 1.30$, $F_d = 1.28$, $F_s = 0.94$, Importancia $I = 1$, Exponente

que define la rama descendente del espectro $r=1$, ampliación espectral $\eta=2.48$ [20]. La misma se puede constatar en la Figura 3.

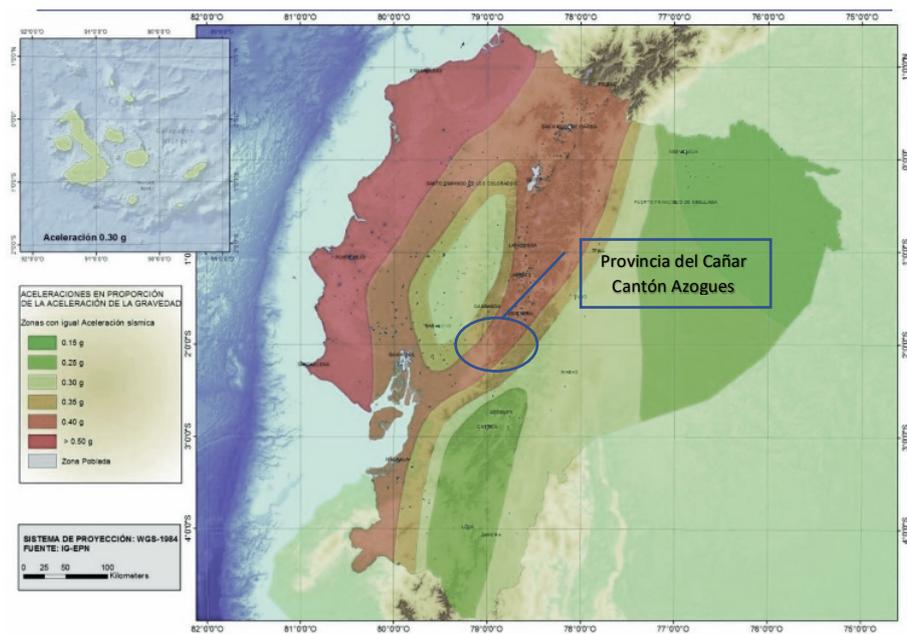


Figura 3. Ubicación sísmica, mapa del Ecuador.

2.3 Pórticos especiales a momento (SMF).

Los pórticos son sistemas generados por elementos lineales mediante la composición de vigas y columnas conectadas entre sí. Estas piezas trabajan especialmente a momentos flectores y esfuerzos de corte que demandan el diseño, ver Figura 4. Por esta razón, se denominan “pórticos a momentos o rígidos”, mismos que presentan gran capacidad para absorber y disipar energía producto de la formación de rótulas plásticas en extremos de vigas y bases de columnas, cuando se cumple con todas las disposiciones reglamentarias [21]. De este modo, las especificaciones ANSI/AISC 341-16 [15] consideran tres niveles de desempeño: pórticos especiales, intermedios u ordinarios [22].

Asimismo, [23] establece tres tipos de pórticos que permitirá solvente las necesidades estructurales de las edificaciones como son, los pórticos especiales a momento (PEM) o Sepecial Moment Frame (SMF), pórticos especiales arriostrados concéntricamente (PEAC) o Special Concentrically Braced Frame (SCBF), pórticos arriostrados excéntricamente (PAE) o Eccentrically Braced Frame (EBF).

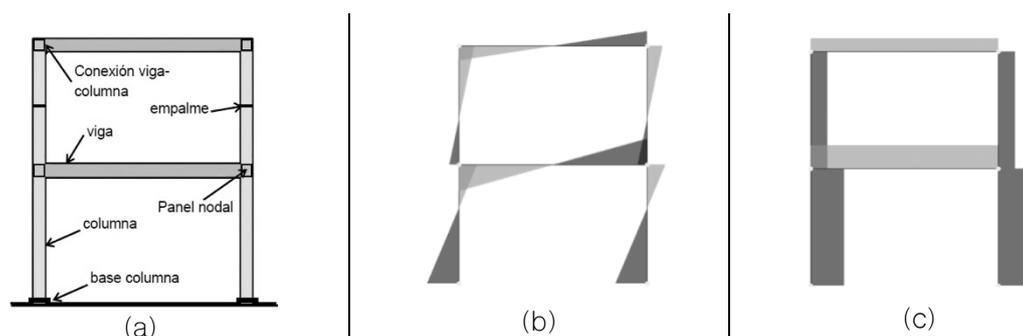


Figura 4. (a) Elementos de un pórtico; (b) Momentos flectores; (c) Esfuerzos de corte.

2.4 Conexiones estructurales.

Desde el punto de vista del análisis estructural las conexiones para enlazar elementos de una estructura son del tipo: (i) conexiones rígidas y (ii) conexiones flexibles o articuladas. Las primeras advierten traslaciones y rotaciones en los extremos de la conexión. Las últimas imposibilita solo traslaciones relativas de los miembros conectados [24]. En general una conexión según [25] define como unión viga–columna, la porción de las columnas dentro de la altura de las vigas que llegan a ella.

Para el caso de las conexiones típicas en hormigón, se debe considerar su clasificación en función de su ubicación, como ha sido tipificado extensivamente en la literatura de las recomendaciones para el diseño de conexiones viga–columna en estructuras monolíticas de concreto reforzado emitido por American Concrete Institute (ACI) [26] y American Society of Civil Engineers (ASCE) [27] especificando claramente seis tipos de uniones. No obstante, actualmente se ha demostrado que las uniones entre elementos principales de un pórtico tridimensional presentan 8 tipos de vínculos [28]. Esto supone que el análisis y cálculo de enlaces requieren de investigaciones periódicas.

La selección del tipo de conexiones depende del material que se desea ligar. Las uniones en estructuras de acero permiten tres especímenes de sujetadores; como son las compuestas por soldadura, los tornillos sin torneado y los tornillos [29]. Por otra parte, la selección depende del tipo de restricción.

De acuerdo a su rigidez flexional [30] establece una clasificación, las primeras son el tipo totalmente restringidas FR o fully restrained, con la capacidad de ligar sólidamente los elementos con resultados de rotaciones despreciables. El otro grupo de conexiones son las parcialmente restringidas PR o partially restrained, su particularidad es que la rotación entre elementos no se desprecia, para este caso las rigideces oscilan entre 20 y 2 veces la rigidez EI/L de una viga. Finalmente, en la Figura 5 observamos la recta de menor pendiente, definida como una unión articulada.

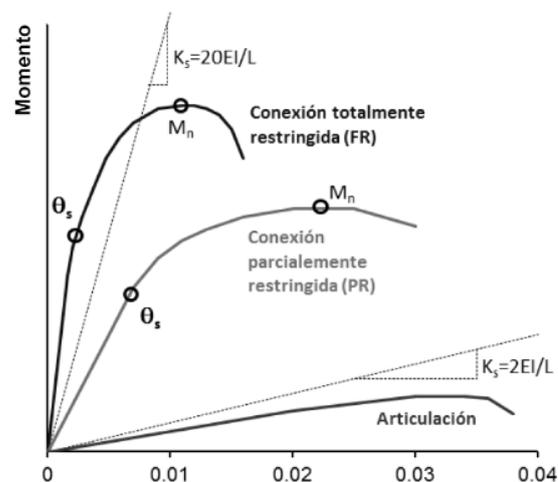


Figura 5. Clasificación de las conexiones por su rigidez

Es importante desatacar el uso de conexiones precalificadas en pórticos no arriostrados sismorresistentes. Se entiende como tal, aquellas uniones que han sido ensayadas experimentalmente en laboratorios certificados y validadas para su uso. En suma, el reglamento ANSI/AISC 358, Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for

Seismic Applications, establece los lineamientos de diseño, detallado y fabricación para conexiones precalificadas. Asimismo, deben cumplir escrupulosas exigencias para asegurar que se pueden desarrollar las deformaciones inelásticas necesarias.

Para el desarrollo de esta investigación se utilizaron modelos con pórticos del tipo SMF con nudos monolíticos y su comparativa con elementos mixtos compuestos por columnas de hormigón armado y vigas metálicas, para ello se empleó algoritmos matemáticos como el método de las componentes y elementos finitos que permitan evaluar su rigidez.

El tradicional método de las componentes considerado como un modelo mecánico y base del Eurocódigo 3 [31], parte de la investigación por [32], analizando la unión en base a la teoría de las leyes constitutivas inelásticas de los muelles, como elementos flexibles y las barras como rígidos, donde el resultado final obedece al aporte de sus elementos. Otro método considerado como numérico o de elementos finitos fue estudiado por [33] y se deben considerar factores importantes como fricción entre elementos, relación pernos/placas, tensión en los pernos y sobre todo la no linealidad del material. De igual forma autores como [34] emplearon modelos en dos y tres dimensiones para predecir el comportamiento de las conexiones por medio de T-equivalente. Finalmente, [35] evaluó la curva momento – rotación ($M-\theta_r$) de la Figura 6 a partir del análisis de los modelos propuestos por Kishi y Chen y las definidas en su estudio numérico y de regresión.

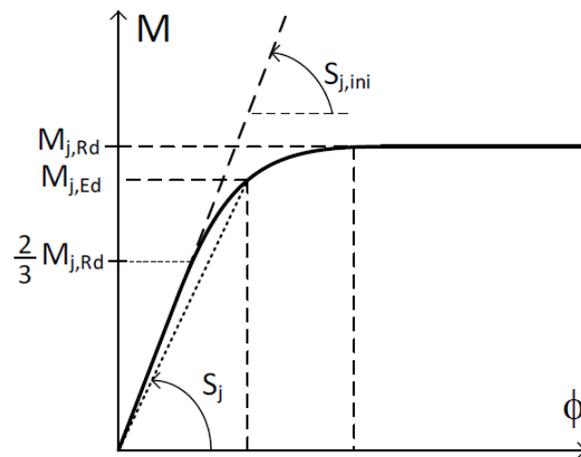


Figura 6. Diagrama Momento-Rotación ($M-\theta_r$)

Consecuentemente, es importante evaluar el desempeño de una estructura y para ello en las investigaciones ejecutadas por FEMA-356 [36] así como ASCE 41-17 (*seismic evaluation and retrofit of existing buildings; american society of civil engineers*) [37] y los artículos [38] [39] [40] donde destacan el estudio del comportamiento de una estructura en función del desarrollo de los diagramas momento curvatura ($M-\Phi$) y momento rotación ($M-\theta_r$) Figura 7, para nuestro caso. Al analizar los puntos sobre el diagrama, B corresponde a la ordenada del momento de fluencia M_y y su abscisa θ_y , definiendo el rango elástico y punto de partida del rango inelástico, C es la zona del momento último M_u vinculado a θ_u , seguidamente se define el momento residual en la recta DE; cabe recalcar que el momento plástico M_p , se define sobre el tramo BC donde se generan M_y y M_u . Las marcas IO, LS, CP, corresponden a ocupación inmediata, Seguridad de vida y Prevención de colapso respectivamente.

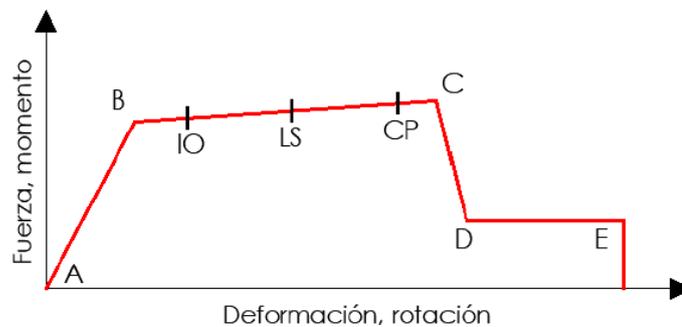


Figura 7. Diagrama generalizado momento-rotación, fuerza-deformación.

3. Resultados y Discusión

Para un correcto análisis estructural, los modelos fueron sometidos a cargas gravitatorias y sísmicas conforme la Tabla 2, se planteó secciones de columnas tipo HE260B y HE280B de acero y columnas de 40x40 cm en hormigón armado, vigas principales tipo IPE 300 y secundarias IPE 200. Además, se consideró en el cálculo la longitud no arriostrada L_b .

Tabla 2. Cargas sobre la estructura

Descripción	Carga viva (L)	Carga Muerta (D)
	Modelo 1) y 2)	Modelo 1) y 2)
Cubierta	100 [kg/cm ²]	50 [kg/cm ²]
2da. planta alta	200 [kg/cm ²]	160 [kg/cm ²]
1ra. Planta alta	200 [kg/cm ²]	160 [kg/cm ²]
Planta baja	200 [kg/cm ²]	160 [kg/cm ²]
P.P. Mampostería	0.00 [kg/cm ²]	200 [kg/cm ²]

Nota: el software considera el peso propio de los elementos, vigas, losa y columnas.

Con respecto a la carga sísmica, para definir el espectro de cálculo se consideró sistemas estructurales dúctiles con coeficientes de reducción “8” que representa a “Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas” y “Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente”. Asimismo, el método de análisis considerado fue el Dinámico (modal espectral), estructura regular, zona sísmica Z II, tipo de suelo “C”, importancia de la obra definida como otras, etc.

3.1 Análisis modal espectral y control de derivas

La filosofía de diseño sísmico dinámico, método de análisis modal espectral o método de la respuesta espectral, es considerado como un procedimiento validado para estimar fuerzas y desplazamientos en los elementos de un modelo estructural. El método establece calcular los valores máximos (envolventes) de desplazamientos y aceleraciones en cada modo al usar un espectro de diseño. Es importante considerar y revisar que los primeros dos modos sean traslacionales y el tercer modo sea rotacional ver Figura 8, estos modos brindan una idea general de que, tan regular es la edificación, para ello podemos controlar y verificar el centro de masas vs. rigideces.

Modo	T	L _x	L _y	L _g	M _x	M _y	Hipótesis X(1)	Hipótesis Y(1)
Modo 1	0.675	0.9996	0	0.0291	87.19 %	0 %	R = 8 A = 0.746 m/s ² D = 8.61716 mm	R = 8 A = 0.746 m/s ² D = 8.61716 mm
Modo 2	0.694	0	1	0	0 %	87.27 %	R = 8 A = 0.726 m/s ² D = 8.84559 mm	R = 8 A = 0.726 m/s ² D = 8.84559 mm
Modo 3	0.440	0.02	0.0199	1	0 %	0 %	R = 8 A = 0.988 m/s ² D = 4.85665 mm	R = 8 A = 0.988 m/s ² D = 4.85665 mm
Modo 4	0.191	0.9999	0	0.0155	11.02 %	0 %	R = 8 A = 0.988 m/s ² D = 0.91128 mm	R = 8 A = 0.988 m/s ² D = 0.91128 mm
Modo 5	0.200	0	1	0	0 %	10.86 %	R = 8 A = 0.988 m/s ² D = 1.00313 mm	R = 8 A = 0.988 m/s ² D = 1.00313 mm
Total					98.21 %	98.13 %		

(a) Participación modal sistema monolítico

Modo	T	L _x	L _y	L _g	M _x	M _y	Hipótesis X(1)	Hipótesis Y(1)
Modo 1	0.671	0.9994	0	0.0345	85.55 %	0 %	R = 8 A = 0.751 m/s ² D = 8.55983 mm	R = 8 A = 0.751 m/s ² D = 8.55983 mm
Modo 2	0.668	0	1	0	0 %	85.57 %	R = 8 A = 0.754 m/s ² D = 8.51904 mm	R = 8 A = 0.754 m/s ² D = 8.51904 mm
Modo 3	0.450	0.0186	0.0191	1	0.01 %	0 %	R = 8 A = 0.988 m/s ² D = 5.06194 mm	R = 8 A = 0.988 m/s ² D = 5.06194 mm
Modo 4	0.185	0.9998	0	0.0175	12.68 %	0 %	R = 8 A = 0.988 m/s ² D = 0.8562 mm	R = 8 A = 0.988 m/s ² D = 0.8562 mm
Modo 5	0.185	0	1	0	0 %	12.66 %	R = 8 A = 0.988 m/s ² D = 0.85603 mm	R = 8 A = 0.988 m/s ² D = 0.85603 mm
Total					98.24 %	98.23 %		

(b) Participación modal sistema mixto

Figura 8. Resultados participación modal. "T: Periodo de vibración en segundos. L_x, L_y: Coeficientes de participación normalizados en cada dirección del análisis. L_g: Coeficiente de participación normalizado correspondiente al grado de libertad rotacional. M_x, M_y: Porcentaje de masa desplazada por cada modo en cada dirección del análisis. R: Relación entre la aceleración de cálculo usando la ductilidad asignada a la estructura y la aceleración de cálculo obtenida sin ductilidad. A: Aceleración de cálculo, incluyendo la ductilidad. D: Coeficiente del modo. Equivale al desplazamiento máximo del grado de libertad dinámico". Para los dos sistemas estructurales: (a) Sistema estructural monolítico compuesto con pórticos especiales a momento en acero estructural, se observa un desplazamiento de la masa superior al 98.13 %; (b) Sistema estructural mixto con pórticos especiales a momento compuesto por columnas de hormigón armado y vigas de acero estructural, se evidencia un desplazamiento de masa superior al 98.23%.

Así mismo, al verificar la condición de cortante basal para los dos sistemas estructurales, Figura 9, se calcularon estos parámetro conforme lo limita la normativa nacional NEC-SE-DS (6.2.2b), dando cumplimiento a lo establecido.

Hipótesis sísmica	Condición de cortante basal mínimo	Factor de modificación
Sismo X1	$V_{d,X1} \geq 0.80 \cdot V_{s,X}$ 9.3481 t \geq 9.2395 t	N.P.
Sismo Y1	$V_{d,Y1} \geq 0.80 \cdot V_{s,Y}$ 9.0896 t \geq 9.0955 t	N.P.

(a) Cortante basal sistema monolítico

Hipótesis sísmica	Condición de cortante basal mínimo	Factor de modificación
Sismo X1	$V_{d,X1} \geq 0.80 \cdot V_{s,X}$ 10.6285 t \geq 10.5113 t	N.P.
Sismo Y1	$V_{d,Y1} \geq 0.80 \cdot V_{s,Y}$ 10.6797 t \geq 10.3476 t	N.P.

(b) Cortante basal sistema mixto

Figura 9. Resultados cortante basal. "V_d,X: Cortante basal dinámico en dirección X, por hipótesis sísmica. V_s,X: Cortante basal estático en dirección X, por hipótesis sísmica. V_d,Y: Cortante basal dinámico en dirección Y, por hipótesis sísmica. V_s,Y: Cortante basal estático en dirección Y, por hipótesis sísmica. N.P.: No procede": (a) para el sistema monolítico de acero estructural la condición cumple en el orden superior al 101.17%; (b) para el otro caso mixto, la condición cumple en un valor superior al 103.20%.

Por otro lado, para garantizar la óptima estabilidad de las estructuras y el control de derivas, en cumplimiento de la norma ecuatoriana de la construcción NEC-SE-AC [41], referente a los factores de desempeño, en primer lugar, no se debe diseñar estructuras en el rango elástico; en segundo lugar, brindar la capacidad a las estructuras de deformarse plásticamente y finalmente un estricto control de derivas entre pisos, que no excedan los valores permisibles. Los valores máximos de derivas inelásticas de las estructuras, las cuales presentan valores inferiores al permisible (1/50=0.02) de acuerdo al numeral 4.2.2 de la NEC-SE-DS.

3.2 Diseño y comprobación de elementos estructurales

3.2.1 Columnas

Con respecto a las columnas en la Tabla 3 y Tabla 4, a manera de resumen se puede ver varias de las comprobaciones que deben cumplir estos elementos conforme lo establece el código ACI 318-14 (vigente en la NEC-15) y la ANSI/AISC 360-16.

Tabla 3. Comprobaciones columna de acero.

Descripción ANSI/AISC 360-16 (LRFD)	Comprobaciones
Limitación de esbeltez para compresión (Capítulo E)	$\lambda \leq 200$: 39.5 OK
Resistencia a compresión (Capítulo E)	$P_r/P_c \leq 1$: 0.034 OK
Resistencia a flexión eje X (Capítulo F)	$M_r/M_c \leq 1$: 0.045 OK
Resistencia a flexión eje Y (Capítulo F)	$M_r/M_c \leq 1$: 0.115 OK
Resistencia a corte X (Capítulo G)	$V_r/V_c \leq 1$: 0.010 OK
Resistencia a corte Y (Capítulo G)	$V_r/V_c \leq 1$: 0.024 OK
Esfuerzos combinados y torsión (Capítulo H)	$T_r/T_c \leq 1$: 0.001 OK

Tabla 4. Comprobaciones columna de concreto.

Descripción ACI 318M-14	Comprobaciones
Disposiciones relativas a las armaduras (ACI 318M-14, Artículos 25.2 y 9.7.6.4)	Armadura longitudinal, espaciamiento: $79\text{mm} \geq 40\text{mm}$ ok Estribos, espaciamiento: $80\text{mm} \geq 40\text{mm}$
Armadura mínima y máxima (ACI 318M-14, Artículo 10.6.1)	$A_{st} \geq 0.01A_g$: ok $A_{st} \leq 0.08A_g$: ok
Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas) (ACI 318M-14, Artículo 22.5)	$\eta = \sqrt{\left(\frac{V_{u,x}}{\phi \cdot V_{n,x}}\right)^2 + \left(\frac{V_{u,y}}{\phi \cdot V_{n,y}}\right)^2} \leq 1$ $0.244 \leq 1$ ok
Estado límite de agotamiento frente a sollicitaciones normales (combinaciones sísmicas) (ACI 318M-14, Artículo 22.2 - 22.4)	$\eta_1 = \sqrt{\frac{P_u^2 + M_{u,x}^2 + M_{u,y}^2}{(\phi \cdot P_n)^2 + (\phi \cdot M_{n,x})^2 + (\phi \cdot M_{n,y})^2}} \leq 1$
$P_u \leq \Phi \cdot P_{n,max}$	$\eta_2 = \sqrt{\frac{P_u^2 + M_{c,x}^2 + M_{c,y}^2}{(\phi \cdot P_n)^2 + (\phi \cdot M_{n,x})^2 + (\phi \cdot M_{n,y})^2}} \leq 1$ $n_1 = 0.169 \leq 1$ ok $n_2 = 0.170 \leq 1$ ok
Criterios de diseño por sismo (ACI 318M-14, Artículo 18)	Geometría $400 \geq 300\text{mm}$ ok $b/h \geq 0.4$ ok $A_{st} \geq 0.01A_g$: ok $A_{st} \leq 0.06A_g$: ok $A_{sh} \geq A_{sh,min}$ ok
Criterios de diseño por sismo (NEC-14)	
Resistencia mínima a flexión de columnas. (ACI 318M-14)	$\sum M_{nc} \geq \frac{6}{5} \cdot \sum M_{nb}$
Las resistencias a flexión de las columnas deben satisfacer la ecuación (Artículo 18.7.3.2):	$28.98 \text{ t}\cdot\text{m} \geq 23.51 \text{ t}\cdot\text{m}$
Cortante de diseño para columnas. (ACI 318M-14)	
Cortante eje "X" y "Y": $\Phi V_n \geq V_e$	$\Phi V_n \geq V_e$ $26.81 \geq 7.54$ ok
	$V_{e1} = \frac{M_{pr3}^- + M_{pr4}^+}{l_u}$
	$V_{e2} = \frac{M_{pr3}^+ + M_{pr4}^-}{l_u}$

3.2.2 Vigas

Estos elementos son controlados o diseñados por esfuerzos de flexión y depende mucho de la variación del esfuerzo entorno al eje neutro, pasando de un momento de fluencia hasta que alcanza la distribución plástica, formándose la llamada articulación plástica. En efecto, es importante destacar que una sección logrará su objetivo de plastificación siempre y cuando la sección sea compacta, es decir una sección robusta, controlando el pandeo lateral para evitar su torcimiento. Para los dos modelos estructurales se implementó vigas de sección tipo "IPE", donde se evaluó, por ejemplo, la resistencia a flexión en el eje X, según lo dispuesto en el Capítulo F de ANSI/AISC 360-16 (LRFD), resistencia a corte en el eje Y, en cumplimiento de todas las secciones citadas en Capítulo G de ANSI/AISC 360-16 (LRFD).

3.2.3 Conexiones

Las uniones deben desarrollar suficiente resistencia, rigidez y capacidad de deformación, definida en el diagrama momento-rotación. Una unión debe ser lo suficientemente resistente para absorber una serie de cargas; rígida para transmitir y redistribuir los momentos, según la concepción estructural, ya sean uniones a momento o articuladas; y finalmente, deben poseer una buena deformación, con una adecuada ductilidad para garantizar la seguridad global de todos sus componentes.

En base a lo mencionado, en la **Figura 10**, se detalla el tipo de unión calculada para un coeficiente de empotramiento del 95%, porcentaje que permitirá modelar la estructura mixta.

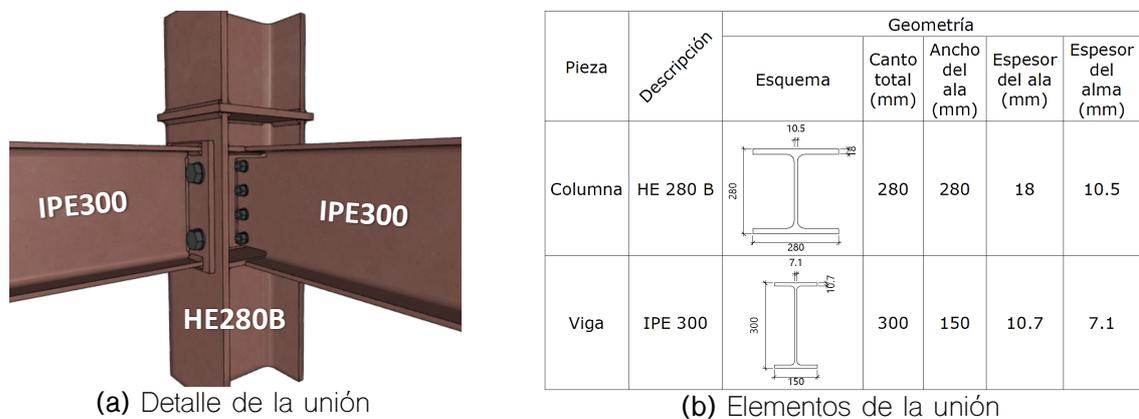


Figura 10. Características de la conexión sistema monolítico. (a) detalle de la unión en acero para un nivel de planta alta; (b) Elementos de la unión compuesta por la columna HE280B y viga IPE300, geometrías y propiedades del acero.

En términos de resistencia y cálculo del diagrama momento – rotación, **Figura 11**, se aprecia el esquema de unión del modelo 1.



Figura 11. Diagrama momento – rotación del sistema monolítico. (a) Esquema de conexión entre los elementos viga-columna; (b) Diagrama momento-rotación de la viga izquierda, y en (c) de forma semejante el diagrama de la viga derecha. La mayor rigidez rotacional se define en el plano XZ con 1910.38 t.m/rad, en tanto que, en el plano XY se obtuvo 576.04 t.m/rad; sin embargo, para el caso analizado en la dirección XZ, donde el comportamiento del pórtico fue modelado como empotrado al 95%, el resultado ratifica su conceptualización.

Consecuentemente, en la Figura 12, se define el modelo 2, compuesto por columnas de concreto reforzado de 40x40 cm, con el 1.51% de cuantía de acero de refuerzo, vinculado con vigas tipo IPE 300.

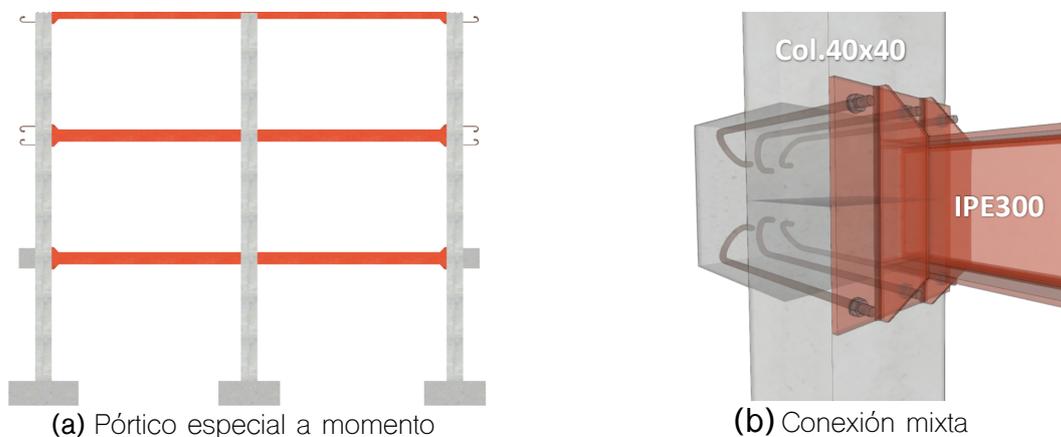
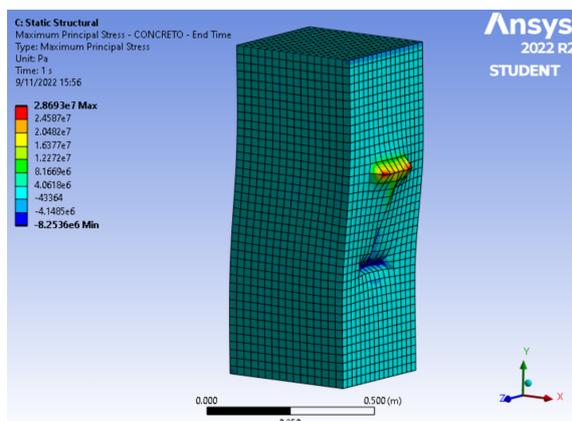


Figura 12. Sistema bidimensional del modelo 2. (a) Estructuración bidimensional de un pórtico resistente a momento cargado con acciones del modelo tridimensional; (b) Detalle del primer nivel, se aprecia una sección de hormigón fuera de la columna con la finalidad de asegurar el anclaje y obtener resultados afines a la idealización (empotramiento al 95%).

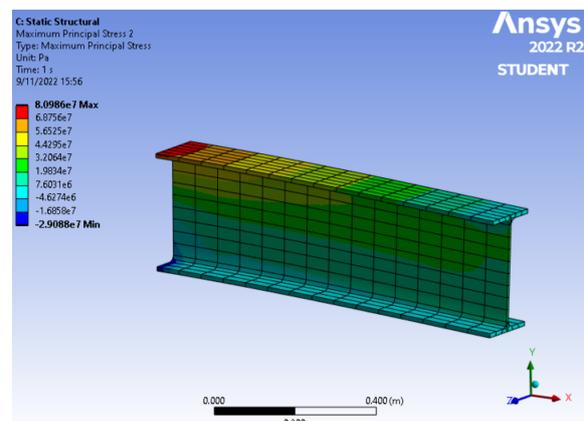
Finalmente, para obtener el diagrama momento – rotación, del modelo 2, se desarrolló un modelo numérico en el programa computacional ANSYS for Students. El modelo generado se indica en la Figura 13. Se considera una viga de acero de sección IPE300 y columna de hormigón armado de 40x40cm, reforzado con varillas de diámetro de 16mm y estribos de 10mm separados cada 80mm. Para reproducir el comportamiento del hormigón se pueden utilizar algunos modelos constitutivos de material [42], [43].

En este trabajo el concreto armado se representó mediante el modelo constitutivo de Menetrey – Willam [44], [45]. Además, para el análisis se consideraron las siguientes propiedades mecánicas: esfuerzo máximo de compresión: $f'_c=240$ kg/cm² límite de fluencia, módulo de elasticidad $E=23060$ MPa, coeficiente de Poisson $\nu=0,2$. En cambio, para las varillas de refuerzo se tomaron las siguientes propiedades: límite de fluencia $f_y= 413$ MPa, módulo de elasticidad $E=200$ GPa y coeficiente de Poisson $\nu=0,3$. El acero estructural de la viga comprende: límite de fluencia $f_y= 340$ MPa, esfuerzo de resistencia última $F_u=450$ MPa, módulo de elasticidad $E=200$ GPa y coeficiente de Poisson $\nu=0,3$.

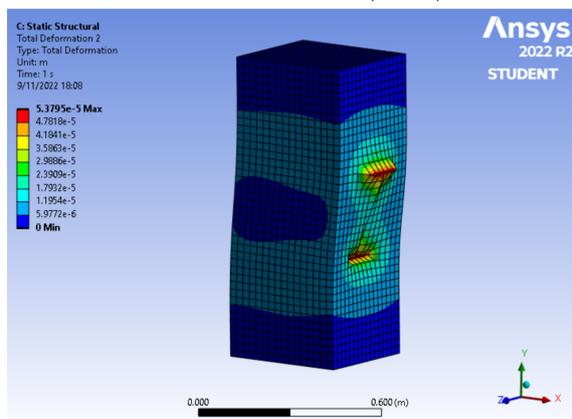
Para reducir el costo computacional, se emplearon elementos tipo sólido para la columna y la viga de acero. Sin embargo, para las varillas de refuerzo se aplicaron elementos lineales. Adicionalmente, la malla del modelo se limitó a un tamaño máximo de elemento igual a 25mm. Como condiciones de borde, se utilizaron apoyos fijos (Fixed support) en la cara superior e inferior de la columna. Para determinar el momento en la conexión se aplicó una carga incremental en el extremo de la viga de longitud 1m.



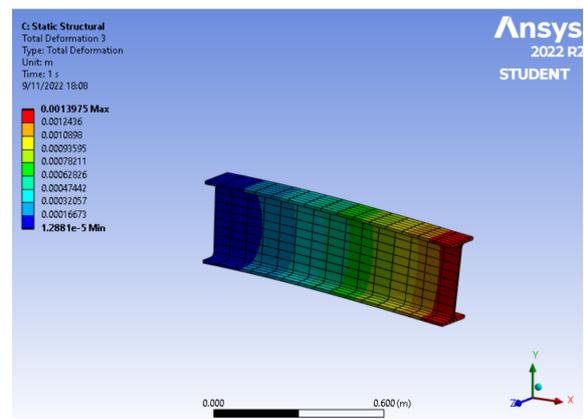
(a) Esfuerzos máximos principales



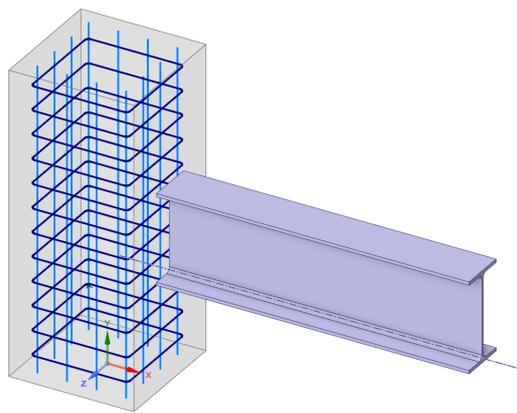
(b) Esfuerzos de Von Mises



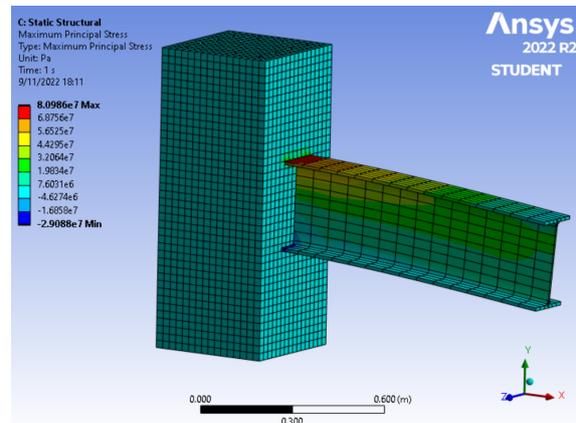
(c) Deformación en columna



(d) Deformación en viga



(e) Modelo estructural idealizado



(f) Esfuerzos máximos en los elementos

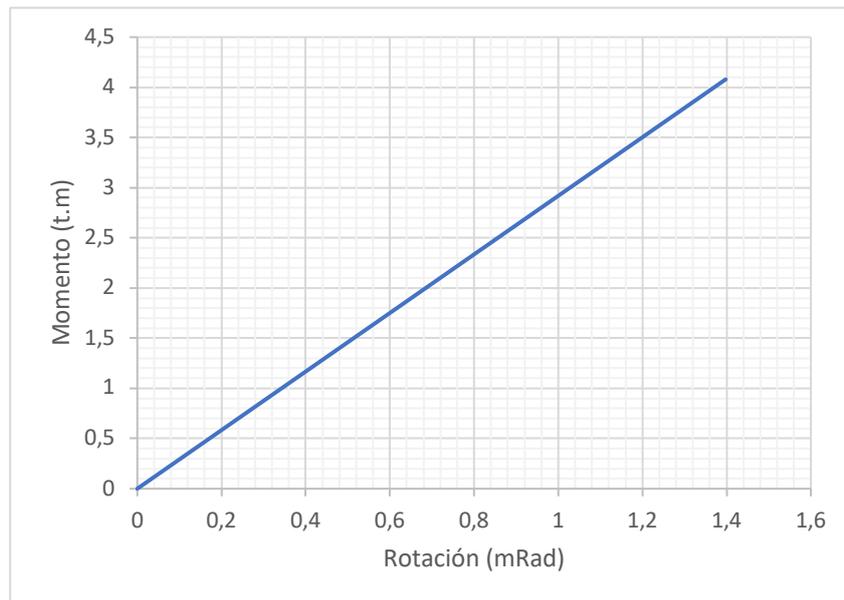
(g) Gráfica momento rotación M- θ

Figura 13. Modelo analítico de la conexión mixta. (a) Esfuerzos máximos principales en el elemento columna de hormigón armado; (b) Esfuerzos de Von Mises, en la viga, simboliza un indicador de óptimo diseño dúctil; (c) Deformación en la columna; (d) Deformación en viga; (e) Modelo estructural idealizado empleando elementos tipo sólidos y lineales; (f) Esfuerzos máximos en los elementos; (g) Gráfica momento rotación M- θ , en el eje "X" rotación en mili radianes y en el eje "Y" momento en toneladas-metro.

4. Conclusiones

Para la construcción de los modelos estructurales fue importante su concepción a partir de las normativas nacionales como la NEC e internacionales como ASCE/SEI 7, FEMA 350 al 355, AISC/ANSI 360, AISC341, ANSI/AISC 358, entre otras. El uso de pórticos especiales a momento (SMF), fueron probados con varios niveles de empotramiento, para combinar los dos modelos, con un nivel óptimo de 95%, desarrollando estabilidad global a nivel de desplazamiento de masa superior al 98.23%, 103.20% en las condiciones de cortante basal y, para el caso derivas entre piso valores inferiores a 0.02 de la deriva inelástica.

Previo al proceso de evaluación de conexiones, fue indispensable garantizar un óptimo diseño de cada uno de los elementos en los modelos estructurales 1 y 2, las vigas y columnas de acero cumplieron con todas las comprobaciones establecidas en la ANSI/AISC 360-16 (LRFD) referente a resistencia y sobrecarga activa, donde se obtuvo comprobaciones de esbeltez $39.5 \leq 200$, la

relación entre el momento requerido y el de diseño fue de $0.26 \leq 1$, el pandeo lateral torsional $L_b \leq L_p$ resultó de no aplicación. En el modelo 2, de los resultados en ANSYS, la deformación de la columna fue desde cero hasta $5.379e^{-5}$ metros, en la viga la deformación alcanzó un rango de $1.288e^{-5}$ hasta 0.00139 metros, los esfuerzos máximos en los elementos, un rango desde 296.53 kg/cm² a los 825.76 kg/cm². Además, las columnas de concreto reforzado fueron diseñados conforme los requerimientos definidos en el ACI318, comprobando sección mínima, cuantías de acero mínimo y máximo, entre otros parámetros del estado límite de inestabilidad.

En el diagrama momento–rotación del modelo 1, las vigas experimentaron rigideces rotacionales de 1910.38 t.m/rad versus las rotaciones 26.984 mRad (mili radianes) que, comparado con los valores definidos en la normativa, alcanzaron el rango plástico al obtener valores de al menos un ángulo de deriva de entrepiso de 0.035 radianes, que equivale a 0.025 radianes (25 mRad) de las rotaciones plásticas. En tanto que, para el caso del modelo 2, las vigas trabajaron en el rango elástico, es decir no incursionaron en el rango plástico, concluyendo que, la resistencia a la flexión de la conexión no alcanzó de por lo menos el 80% del momento plástico M_p de la viga.

Contribución de autores: Conceptualización, R.R. y X.N.; metodología, R.R., N.C y P.N; software, R.R. y P.N.; validación, X.N.; análisis formal, R.R.; investigación, R.R. y P.N; recursos, R.R., N.C y P.N; curaduría de datos, R.R.; redacción–revisión y edición, R.R., N.C y P.N; visualización, X.N.; supervisión, X.N.

Financiamiento: Los autores financiaron a integridad el estudio.

Conflictos de interés: Los autores declaran no tener ningún conflicto de intereses.

Referencias

- [1] C. A. Alvarado Ancieta, "The Importance for Selecting Adequate Seismic Design Parameters for Large Dams – Andean, Himalayas and Eastern Anatolia Mountain Range Cases," *Journal of Earthquake Engineering*, 2020, doi: 10.1080/13632469.2020.1713933.
- [2] S. García-Bustos et al., "Statistical analysis of the largest possible earthquake magnitudes on the Ecuadorian coast for selected return periods," *Georisk*, vol. 14, no. 1, pp. 56–68, 2020, doi: 10.1080/17499518.2018.1542500.
- [3] F. Courboux, D. A. Castro-Cruz, A. Laurendeau, L. F. Bonilla, A. Alvarado, and E. Bertrand, "Ground motion simulations in Quito (Ecuador) due to major earthquakes from the subduction zone," *Geophys J Int*, vol. 229, no. 3, pp. 2192–2208, 2022, doi: 10.1093/gji/ggac044.
- [4] M. V. Gavilánez et al., "The post-disaster psychological impact after a seismic threat in the urban area of the canton jama in the Province of Manabi, Ecuador," *Disaster Advances*, vol. 13, no. 2, pp. 51–54, 2020.
- [5] F. Rahiminia and H. Namba, "Joint panel in steel moment connections, Part 1: Experimental tests results," *J Constr Steel Res*, vol. 89, pp. 272–283, 2013, doi: 10.1016/j.jcsr.2013.07.002.
- [6] M. de D. U. y V. MIDUVI and C. de la I. de la C. CAMICON, "Norma NEC–SE–CG Cargas (No Sísmicas)," *Nec*, vol. Capítulo 1, 2015.
- [7] G. G. Deierlein and H. Noguchi, "Overview of U.S.–Japan Research on the Seismic Design of Composite Reinforced Concrete and Steel Moment Frame Structures," *Journal of*

- Structural Engineering*, vol. 130, no. 2, 2004, doi: 10.1061/(asce)0733-9445(2004)130:2(361).
- [8] A. Elremaily and A. Azizinamini, "Experimental behavior of steel beam to CFT column connections," *J Constr Steel Res*, vol. 57, no. 10, 2001, doi: 10.1016/S0143-974X(01)00025-6.
- [9] R. Kanno and G. G. Deierlein, "Design model of joints for RCS frames," in *Proceedings of the Conference: Composite Construction in Steel and Concrete IV*, 2000. doi: 10.1061/40616(281)82.
- [10] T. Liu, J. Lu, D. Wang, and H. Liu, "Experimental Investigation of the Mechanical Behaviour of Wall-Beam-Strut Joints for Prefabricated Underground Construction," *Int J Concr Struct Mater*, vol. 15, no. 1, 2021, doi: 10.1186/s40069-020-00441-w.
- [11] R. Das, R. Steensels, D. Dragan, B. Vandoren, and H. Degée, "Characterization and optimization of a steel beam to RC wall connection for use in innovative hybrid coupled wall systems," *Structures*, vol. 23, 2020, doi: 10.1016/j.istruc.2019.10.011.
- [12] C. R. Ortiz, G. A. Palma, A. D. Gutierrez Amador, J. L. Ramirez Duque, R. E. Cano Buitron, and L. F. Gonzales Escobar, "Seismic Behavior of a Steel Beam-to-Concrete-Filled Steel Tubular Column Connection Using External Diaphragms," *Applied Sciences (Switzerland)*, vol. 12, no. 7, 2022, doi: 10.3390/app12073618.
- [13] FEMA-350, "Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings Fema 350," *FEMA-350, Washington, DC*, p. 224, 2000, Accessed: Jul. 05, 2022. [Online]. Available: <https://www.fema.gov/es/disaster/350>
- [14] C. Fang, W. Wang, C. Qiu, S. Hu, G. A. MacRae, and M. R. Eatherton, "Seismic resilient steel structures: A review of research, practice, challenges and opportunities," *J Constr Steel Res*, vol. 191, 2022, doi: 10.1016/j.jcsr.2022.107172.
- [15] ASCE, *ANSI/AISC 341-16, Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. 2016.
- [16] ANSI/AISC 358-16, "Prequalified connections for special and intermediate steel moment frames for seismic applications," *American Institute of Steel Construction*, no. 1, 2016.
- [17] A. ANSI, "AISC 360-16," *Specification for Structural Steel Buildings*, vol. I, p. 56, 2016.
- [18] V. Castell, "CYPE." 1983.
- [19] R. O. Hamburger, "Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications, ANSI/AISC 358-05," in *Structures Congress 2006*, Oct. 2006, pp. 1-8. doi: 10.1061/40889(201)5.
- [20] NEC-SE-DS, *NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN - NEC NEC-SE-DS CARGAS SÍSMICAS DISEÑO SISMO RESISTENTE*. 2015.
- [21] BOE, "EAE: instrucción de acero estructural: con comentarios de los miembros de la Comisión Permanente de Estructuras de Acero." Centro de Publicaciones Ministerio de Fomento, [Madrid], p. 658, 2011. Accessed: Dec. 03, 2020. [Online]. Available: <https://www.fomento.es>
- [22] F. J. Crisafulli, "Diseño sismorresistente de construcciones de acero," *Universidad Nacional de Cuyo, Mendoza, Argentina*, 2013.
- [23] MIDUVI and CAMICON, "Estructuras de acero (CÓDIGO-NEC-SE-AC)." Quito, Ecuador: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI, Quito, p. 122, 2015. doi: MIDUVI, Registro Oficial, Año II, Nro. 413 10 de enero de 2015.
- [24] Aslam. Kassimali and A. A. Andrade Galán, *Análisis estructural*, 5a ed. Australia;;México D.F.: Cengage Learning, 2015. Accessed: Nov. 21, 2020. [Online]. Available: https://www.worldcat.org/title/analisis-estructural/oclc/970494671&referer=brief_results#.X7pqqa4TEks.mendeley

- [25] A. H. Nilson and A. J. de la. Cera, *Diseño de estructuras de concreto presforzado*. México: Limusa, 1982. Accessed: Nov. 20, 2020. [Online]. Available: https://www.worldcat.org/title/disen%C3%B3-de-estructuras-de-concreto-presforzado/oclc/970413108&referer=brief_results#.X7IHeHYB-SA.mendeley
- [26] ACI-318, *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318S-14) and Commentary (ACI 318SR-14)*. 2014.
- [27] ACI-ASCE Committee 352, *Recommendations for design of beam-column connections in monolithic reinforced concrete structures: reported by joint ACI-ASCE Committee 352*. Farmington hills: ACI, 2002. Accessed: Dec. 03, 2020. [Online]. Available: <https://www.concrete.org>
- [28] ACI Committee 318 and American Concrete Institute, *Building code requirements for structural concrete (ACI 318-19): an ACI standard; Commentary on building code requirements for structural concrete (ACI 318R-19)*. Estados Unidos de América: Instituto Americano del Concreto (ACI), 2019. Accessed: Nov. 21, 2020. [Online]. Available: <https://www.concrete.org/>
- [29] J. McCormac, *Diseño de estructuras de acero: método LFRD*, 2a ed. México: Alfaomega, 2002. Accessed: Nov. 20, 2020. [Online]. Available: https://www.worldcat.org/title/disen%C3%B3-de-estructuras-de-acero-metodo-lfrd/oclc/488835239&referer=brief_results#.X7IOuXUYdQ4.mendeley
- [30] S. Vinnakota, *Estructuras de acero: comportamiento y LFRD*. México: McGraw-Hill, 2006. Accessed: Nov. 20, 2020. [Online]. Available: https://www.worldcat.org/title/estructuras-de-acero-comportamiento-y-lfrd/oclc/298344399&referer=brief_results#.X7IPI0C7gXE.mendeley
- [31] J. M. F. G. Holst et al., "Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-8: Design of joints EN 1993-1-8," *J Constr Steel Res*, vol. 54, no. 2, 2011.
- [32] C. Faella, V. Piluso, and G. Rizzano, *Structural steel semirigid connections: theory, design, and software*, vol. 21. CRC press, 1999.
- [33] C. Daz, P. Mart, M. Victoria, and O. M. Querin, "Review on the modelling of joint behaviour in steel frames," *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 67, no. 5. 2011. doi: 10.1016/j.jcsr.2010.12.014.
- [34] J. A. Swanson, D. S. Kokan, and R. T. Leon, "Advanced finite element modeling of bolted T-stub connection components," *J Constr Steel Res*, vol. 58, no. 5-8, 2002, doi: 10.1016/S0143-974X(01)00098-0.
- [35] A. Abolmaali, J. H. Matthys, M. Farooqi, and Y. Choi, "Development of moment-rotation model equations for flush end-plate connections," *J Constr Steel Res*, vol. 61, no. 12, 2005, doi: 10.1016/j.jcsr.2005.05.004.
- [36] FEMA 356, "FEMA 356 Prestandard," *US Federal Emergency Management Agency*, 2000., no. November, 2000.
- [37] S. E. Institute, "ASCE Standard, ASCE/SEI, 41-17: Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings," 2017.
- [38] G. J. M. Diaz and D. P. G. Cuasapaz, "Análisis no lineal de estructuras regulares de acero con pórticos especiales resistentes a momento utilizando OpenSees y Ceinci-Lab," 2022.
- [39] R. Aguiar, J. C. Vielma, and D. Mora, "DISEÑO Y ANÁLISIS DE VIGAS DE ACERO CON SECCIÓN TIPO 'I,'" *Ciencia*, vol. 19, no. 2, Mar. 2018, doi: 10.24133/ciencia.v19i2.536.
- [40] R. Aguiar, D. Mora, and M. Rodríguez, "DIAGRAMA MOMENTO-CURVATURA Y MOMENTO-ROTACIÓN PARA ELEMENTOS DE HORMIGÓN ARMADO Y ACERO CON ASCE/SEI 41 Y SISTEMA DE COMPUTACIÓN CEINCI-LAB," 2015.

- [41] M. de D. U. Y. Vivienda and S. de G. de Riesgos, "Guía prácticas para el diseño de estructuras de acero de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015," 2015.
- [42] H. Noguchi and K. Uchida, "FEM analysis of hybrid structural frames with RC columns," in *World Conference of Earthquake Engineering*, 2000.
- [43] A. Aznar López, J. I. Hernando García, J. Ortiz Herrera, and J. Cervera Bravo, "A proposal of a beam-to-column joint using shear studs: Finite element methods and experiments," *Hormigón y Acero*, vol. 68, no. 282, 2017, doi: 10.1016/j.hya.2017.05.001.
- [44] A. Dmitriev, Y. Novozhilov, D. Mikhalyuk, and V. Lalin, "Calibration and validation of the Menetrey-Willam constitutive model for concrete," *Construction of Unique Buildings and Structures*, vol. 88, no. 8804, 2020, doi: 10.18720/CUBS.88.4.
- [45] A. Díaz Fondevila and M. Almenar, "Diseño a corte de elementos de hormigón armado con fibras de acero." Proyecto Final de Carrera de Ingeniería Civil-FACET-UNT, 2021.

Author's review:

Rómulo Ricardo Romero González. Ingeniero Civil en 2007 por la Universidad de Cuenca, Magister en Tránsito, Transporte y Seguridad Vial en 2017 por la Universidad del Azuay, Consultor, Constructor y Fiscalizador para empresas públicas y privadas, Docente en la carrera Ingeniería Civil de la Universidad Católica de Cuenca Sede Azogues.



Jaime Xavier Nieto Cárdenas, Ingeniero Civil en 2008 por la Universidad de Cuenca, Magister en Construcciones en 2014 por la Universidad de Cuenca. Diplomado en estructuras por la Universidad Nacional de Colombia. Candidato a Magister en Estructuras y a Doctor en Ingeniería Civil por la Universidad Nacional de Colombia Sede Bogotá.



Pilar Roxana Naspud Uruchima, Ingeniera Civil en 2016 por la Universidad Católica de Cuenca Sede Azogues, Magister en Ingeniería Estructuras por la Universidad Nacional de Colombia Sede Bogotá en 2021 (Beca). Experiencia en proyectos de análisis y diseño estructural. Docente carrera Ingeniería Civil - Universidad Católica de Cuenca Sede Azogues.



© 2022 CaMeRa license, Green World Journal. This article is an open access document distributed under the terms and conditions of the license.

Creative Commons Attribution (CC BY). <http://creativecommons.org/licenses/by/4.0>