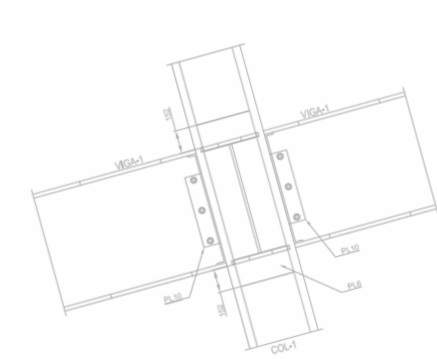


Guía práctica para el diseño de estructuras de acero

de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015







$$\lambda_{ps} = 0.3 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_{ps} = 0.3 \sqrt{\frac{200000}{344.74}} = 7.225$$

Guía práctica para el diseño de estructuras de acero

de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015



Financiado por
La Unión Europea
Ayuda Humanitaria



Al servicio
de las personas
y las naciones

CRÉDITOS

Secretaría de Gestión de Riesgos, SGR
Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, MIDUVI
Programa de las Naciones Unidas para el Desarrollo, PNUD
Oficina de Ayuda Humanitaria y Protección Civil de la Comisión Europea, ECHO

María de los Ángeles Duarte
Ministra, MIDUVI

Susana Dueñas
Secretaria, Secretaría de Gestión de Riesgos

Diego Zorrilla
Representante Residente PNUD - Ecuador

Verónica Bravo
Subsecretaria de Hábitat y Asentamientos Humanos, MIDUVI

Ricardo Peñaherrera
Subsecretario de Gestión de la Información y Análisis del Riesgo, SGR

Nury Bermúdez Arboleda
Oficial de Respuesta a Emergencia, Gestión de Riesgos y Medios de Vida

Colaboración al Desarrollo de la Guía

Ing. María Emilia Pontón
Ing. Andrés Fernando Robalino
Ing. Telmo Sánchez Grunahuer, Ph.D.
Ing. Fabricio Yépez Moya, Ph.D.
Proyectos y Construcciones Hidroenergéticas PCH Cía. Ltda.

Lectura y contribuciones

Jenny Arias, MIDUVI
Karina Castillo, MIDUVI
Ricardo Peñaherrera, SGR

ISBN.9942-951-47

Primera edición,
Quito, septiembre 2016

Diseño, diagramación e impresión
Imprenta Activa, Quito - Ecuador

Este documento forma parte de un conjunto de siete guías prácticas de implementación de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15), orientado a los profesionales y no profesionales del país para la correcta aplicación normativa. Las guías de la serie son: 1) Diseño de pórticos de hormigón armado para viviendas de 1 y 2 pisos; 2) Diseño de estructuras de hormigón armado; 3) Diseño de estructuras de acero; 4) Diseño de estructuras de madera; 5) Evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras; 6) Estudios geotécnicos y trabajos de cimentación; 7) Procedimientos mínimos para trabajadores de la construcción.

Esta publicación es realizada en el marco del proyecto "Fortalecimiento de capacidades institucionales y comunitarias a nivel nacional y local, para la reducción de la vulnerabilidad frente a eventos sísmicos en el Ecuador"

Plan de Acción DIPECHO-NEC 2015-2016, ECHO/-SM/BUD/2015/91020

Se permite reproducir el contenido citando siempre la fuente.

Índice

DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO

Prefacio	9
1 Códigos y Normativas de Diseño Consideradas para el Desarrollo de la NEC-2015	10
1.1 El Código Ecuatoriano de la Construcción 2001	10
1.2 Normativas de Diseño Desarrolladas en los Estados Unidos	11
2 Filosofía Implementada en la NEC-2015 para el Diseño de Estructuras de Acero	11
2.1 Introducción	11
2.2 Consideraciones para el Desarrollo de Normativas Sismorresistentes	13
2.2.1 Determinación de Cargas Sísmicas	14
2.2.2 Generalidades de los Métodos Utilizados para Sismorresistencia en Estructuras de Acero	15
2.3 Desempeño de Estructuras de Acero ante Eventos Sísmicos	17
2.3.1 Propiedades del Acero Estructural	17
2.3.2 Disponibilidad de Acero Estructural en el Ecuador para Construcciones Civiles	18
2.3.2.1 Comparación entre ASTM A572 Gr. 50 y ASTM A992	20
2.3.3 Comportamiento y Afectaciones Producidas por un Evento Sísmico en Estructuras de Acero	21
2.3.4 Factores de Desempeño	24
2.3.5 Relaciones de Ancho-Espesor para Miembros parte del Sistema de Resistencia de Carga Sísmica	26
3 Tipos de Sistemas Sismorresistentes Utilizados en Edificios de Acero Estructural	29
3.1 Pórticos Resistentes a Momento	29
3.2 Pórticos con Arriostramientos Concéntricos	31
3.3 Pórticos con Arriostramientos Excéntricos	33
3.4 Pórticos con Arriostramientos Resistentes al Pandeo	36
3.5 Pórticos de Paredes de Cortante con Placa de Acero	37
3.6 Consideraciones de Ductilidad	37
4 Diseño de Pórticos Especiales Resistentes a Momento según NEC-SE-AC	39

4.1	Introducción	39
4.2	Procedimiento para Diseño de Pórticos Especiales Resistentes a Momento	39
5	Ejemplos de Diseño	40
5.1	Descripción del Edificio Considerado para los Ejemplos de Diseño	41
5.2	Ejemplo de Diseño de un Pórtico Resistente a Momento y sus Componentes	44
5.2.1	Chequeo de Derivas y Estabilidad Estructural	46
5.2.2	Diseño de una Columna en el Pórtico Resistente a Momento	49
5.2.3	Diseño de una Viga en el Pórtico Resistente a Momento	53
5.2.4	Diseño de la Conexión Viga – Columna en el Pórtico Resistente a Momento	57
5.3	Planos de Diseño del Sistema Sismorresistente	64
	Referencias	67
Índice de Figuras		
Figura 1.	Pórticos gravitacionales y pórticos resistentes a carga lateral	12
Figura 2.	Procedimiento general de diseño para estructuras de acero, según NEC-2015	13
Figura 3.	Representación esquemática de una estructura sometida a un sismo	14
Figura 4.	Representación del diseño basado en fuerzas (DBF)	15
Figura 5.	Representación conceptual de configuraciones sismorresistentes para estructuras de acero (continuación)	16
Figura 6.	Representación esquemática de la curva esfuerzo – deformación típica de un acero estructural Gr.50	17
Figura 7.	Ductilidad de una conexión viga-columna en acero estructural	18
Figura 8.	Perfil laminado en caliente que cumple con varias especificaciones ASTM	20
Figura 9.	Comparación entre el comportamiento de un sistema elástico e inelástico ante cargas laterales	22
Figura 10.	Ilustración de los factores de desempeño	23
Figura 11.	Metodología de diseño y pasos a seguirse para diseñar un sistema de resistencia a carga sísmica	26
Figura 12.	Relaciones máximas de ancho-espesor para miembros del sistema resistente a carga sísmica (continuación)	27
Figura 13.	Comportamiento de un pórtico resistente a momento sometido a cargas sísmicas	29
Figura 14.	Edificio con pórticos de momento exteriores	31
Figura 15.	Tipos de pórticos con arriostramientos concéntricos	31
Figura 16.	Funcionamiento de un pórtico con arriostramientos excéntricos sometidos a un sismo (continuación)	32
Figura 17.	Tipos de pórticos con arriostramientos excéntricos	34
Figura 18.	Comportamiento de un pórtico con arriostramientos excéntricos ante un evento sísmico (continuación)	35
Figura 19.	Representación esquemática de un arriostramiento resistente al pandeo	36
Figura 20.	Pórtico con placa de acero	37
Figura 21.	Ejemplos de sistemas de resistencia a carga sísmica detallados incorrectamente	38
Figura 22	Estructura considerada para los ejemplos de diseño	41

Figura 23. Estructura considerada para los ejemplos de diseño (continuación)	42
Figura 24. Vista en planta del pórtico resistente a momento	43
Figura 25. Elevación del pórtico considerado para diseño	44
Figura 26. Espectro elástico de diseño para la ubicación de la estructura considerada; $T_r=475$ años	46
Figura 27. Detallado preliminar de la sección reducida de la viga	53
Figura 28. Vista lateral de la junta	60
Figura 29. Vistas del diseño final de la junta J-1.	63

Índice de tablas

Tabla 1. Tipos de aceros comúnmente utilizados en la construcción en el Ecuador	18
Tabla 2. Factores de diseño sismorresistente para la estructura considerada	45
Tabla 3. Valores de desplazamiento lateral δ_{xe} y derivas de piso elásticas δ_{VSR}	46
Tabla 4. Chequeo de estabilidad para todos los pisos del pórtico resistente a momento	48
Tabla 5. Propiedades del material y la sección del perfil utilizado para la columna	50
Tabla 6. Tabla de propiedades de material y sección del perfil utilizado para la viga	54

DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO

Prefacio

El sector de la construcción en el Ecuador ha evolucionado considerablemente en las últimas décadas, producto del desarrollo económico que ha vivido el país. Los métodos de construcción tradicionales se han visto reemplazados por sistemas relativamente nuevos como los sistemas en acero estructural. Edificios, puentes, coliseos, entre otras obras de carácter civil han sido construidas con tecnologías que han permitido el desarrollo urbano de las ciudades del país y de su infraestructura vial.

Para que las distintas actividades de la construcción funcionen en armonía, además de la disponibilidad de nuevas tecnologías, existe otro componente, el de la ingeniería de detalle, del que depende en gran medida el éxito de un proyecto. El contar con ingeniería de detalle bien realizada marca la pauta para que un proyecto se desarrolle dentro de un cronograma establecido, de forma segura y con presupuestos reales. El desarrollo de este componente de índole intelectual no siempre va de la mano con el desarrollo tecnológico en mención. La razón principal es que, ciertamente, es más fácil adquirir tecnología y entrenar personal para su uso, que formar ingenieros conocedores de métodos de diseño acordes a sistemas de construcción innovadores.

Atendiendo a esta particularidad, el Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, MIDUVI, en el año 2008, con la colaboración de la Cámara de la Industria de la Construcción, CAMICON, inició las actividades en la actualización de la normativa para el diseño y construcción de obras de carácter civil. Como resultado de este trabajo y mediante Acuerdo Ministerial N° 0047 del 10 de enero de 2015, se oficializó la Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC (NEC, 2015).

La NEC-2015, es un paso significativo y en firme hacia el desarrollo de la construcción en el país. La normativa contiene metodologías de diseño, parámetros de control de procedimientos de construcción y especificaciones técnicas que contribuyen a lograr el objetivo planteado: construir edificaciones seguras, con cronogramas establecidos y dentro de un presupuesto bien definido. Ciertamente, la NEC-2015 es un documento perfectible y por ende, adquiere las características de un documento dinámico, que debe ser revisado y actualizado periódicamente. De hecho, la actual versión resuelve varias de las limitaciones existentes en el pasado.

En el contexto de la construcción con acero, el capítulo “Estructuras de Acero”, NEC-SE-AC, contiene las normativas para diseñar edificaciones con acero estructural. Así mismo, el capítulo dicta las especificaciones para llevar el control de calidad de soldadura, las credenciales profesionales que cada actor involucrado debe tener para laborar en un proyecto con acero estructural, entre otros.

La presente guía trata precisamente sobre las distintas partes que componen el capítulo NEC-SE-AC, con énfasis en la parte de diseño estructural y muestra ejemplos de su implementación en la práctica profesional. Específicamente, esta guía tiene como objetivo fundamental el presentar la filosofía adoptada para el desarrollo de la NEC-2015, NEC-SE-AC y su aplicación en casos prácticos. Este documento ha sido desarrollado para ser utilizado en la formación universitaria de estudiantes de ingeniería y por ingenieros estructurales de la práctica.

La guía está organizada en cinco capítulos. En el primero se hace una descripción general de las normativas ecuatorianas que fueron desarrolladas antes de la implementación de la NEC-2015. Así mismo, se presentan los códigos de diseño utilizados en Estados Unidos que han servido como línea base para la elaboración de la NEC-2015. El segundo capítulo aborda temas relevantes a la filosofía de diseño según la NEC-2015. Este código de diseño parte de la premisa de que un edificio de acero estructural está constituido por un sistema resistente a cargas gravitatorias y otro resistente a las cargas sísmicas. En este capítulo se discuten los lineamientos para diseñar cada componente, sea que éste se diseñe para sostener cargas verticales solamente, o esté sujeto a cargas gravitatorias y además sea parte del sistema de resistencia a carga sísmica. Así mismo, en este capítulo se presentan las consideraciones generales utilizadas en el desarrollo de la normativa para estructuras de acero y del desempeño esperado durante un sismo. El Capítulo 3 trata sobre los sistemas sismorresistentes más comunes utilizados en la construcción con acero estructural. En él se explican los principios de funcionamiento de cada sistema y la forma en la cual éstos disipan la energía sísmica. En el cuarto capítulo se hace referencia a las provisiones de NEC-SE-AC para diseñar uno de los sistemas de resistencia de carga sísmica más populares en el medio. El capítulo trata sobre el procedimiento de diseño a implementarse para dimensionar pórticos resistentes a momento. Finalmente, el Capítulo 5 muestra ejemplos de cálculo que ilustran la implementación de NEC-SE-AC en casos prácticos de diseño.

Este documento es parte de una serie de guías elaboradas con el apoyo del Programa de las Naciones Unidas para el Desarrollo, PNUD, con el aval del MIDUVI.

1 Códigos y Normativas de Diseño Consideradas para el Desarrollo de la NEC-2015

1.1 El Código Ecuatoriano de la Construcción 2001

El Código Ecuatoriano de la Construcción, CEC-2001, es el antecesor de la NEC-2015. Este código se focaliza en el cálculo de cargas gravitacionales y cargas laterales (sísmicas y de viento) que actúan sobre las edificaciones. Bajo este esquema, los lineamientos del CEC-2001 ayudan a determinar el tipo y la magnitud de las cargas a las cuales puede estar sometido un edificio durante su vida útil; sin embargo, el documento no contiene las directrices para calcular la resistencia de los elementos que componen la estructura. Ante este particular, la práctica comúnmente implementada para el diseño de infraestructura fue la de calcular las cargas y determinar la resistencia requerida (cuánto debe resistir la estructura) utilizando el CEC-2001 y dimensionar los componentes estructurales sea en acero estructural, hormigón armado, madera, etc., utilizando códigos de diseño tradicionalmente usados en el medio.

En el contexto de las estructuras de acero, el proceso de diseño consistía en calcular las cargas gravitacionales y laterales en base al CEC-2001 y utilizar las especificaciones del *American Institute of Steel Construction*, AISC, para determinar la geometría de los miembros. Este procedimiento funcionó de manera efectiva durante el tiempo de vigencia del CEC-2001, tanto en la formación de estudiantes de ingeniería, como en la práctica. De hecho, una importante cantidad de edificios, naves industriales, etc., fueron construidos en las ciudades del país utilizando esta metodología de diseño.

1.2 Normativas de Diseño Desarrolladas en los Estados Unidos

Los distintos sectores de la industria en el Ecuador se han desarrollado principalmente adaptando especificaciones y normativas extranjeras, en particular, las estadounidenses. Con el inicio del “boom” petrolero en la década de los setentas y debido a la explotación realizada principalmente por empresas estadounidenses, el país empieza a adoptar la normatividad de entes profesionales como el *American Petroleum Institute*, API, *American Welding Society*, AWS, *American Society of Testing and Materials*, ASTM, entre otros. La adopción de estándares se expandió hacia otros sectores, incluyendo el de la construcción, en donde los documentos emitidos por el *American Concrete Institute*, ACI, *American Society of Civil Engineers*, ASCE, *American Association of State Highway and Transportation Officials*, AASHTO, sirvieron de referencia para la construcción de la infraestructura del país.

En el campo de las estructuras de acero para edificaciones, los códigos y especificaciones de referencia utilizados tanto para diseño, como para fabricación y montaje son los del AISC y AWS. En materia de diseño, las especificaciones tradicionalmente utilizadas son:

- *Specification for Structural Steel Buildings*, AISC 360-10 (AISC, 2010a),
- *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*, AISC 341-10 (AISC, 2010b) y
- *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*, AISC 358-10 (AISC, 2010c).

Por otra parte, para la fabricación y montaje, las especificaciones de referencia son:

- *Specification for Structural Joints Using High-Strength Bolts* (RCSC, 2009),
- *Code of Standard Practice for Steel Buildings and Bridges*, AISC 303 (AISC, 2010d) y
- *Structural Welding Code – Steel*, AWS D1.1 (AWS, 2015).

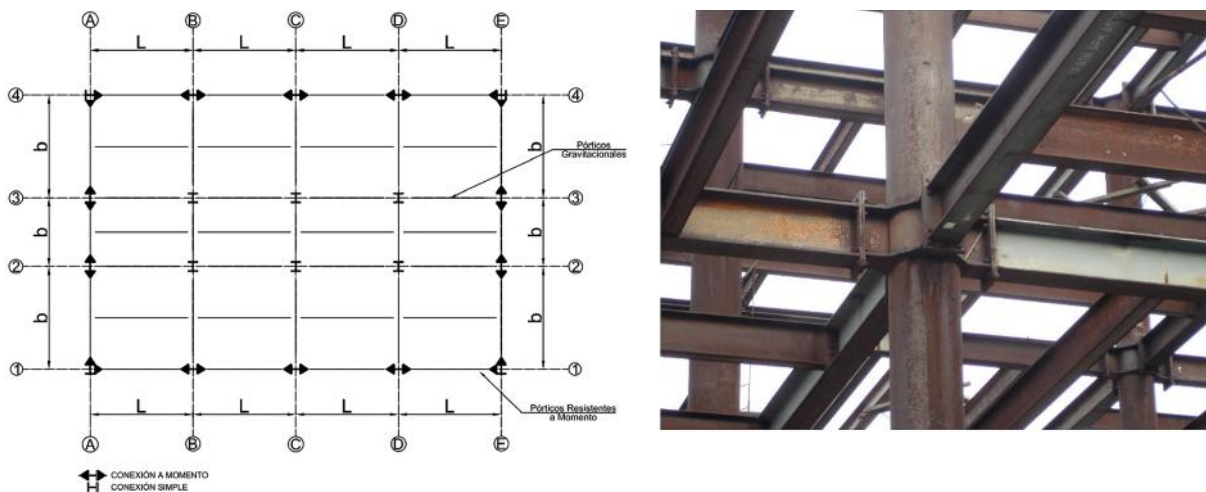
Además de las arriba mencionadas, existen otras normativas que dictan los lineamientos para diseñar y construir estructuras con características específicas como por ejemplo, torres de telecomunicaciones; sin embargo, estos seis documentos son los mayormente empleados en la industria de la construcción con acero estructural. Así mismo, estas normativas son las que han servido como referencia en el desarrollo del capítulo NEC-SE-AC, según se discute en las siguientes secciones.

2 Filosofía Implementada en la NEC-2015 para el Diseño de Estructuras de Acero

2.1 Introducción

En el desarrollo de la NEC-2015, capítulo NEC-SE-AC se ha considerado la filosofía de diseño en la que un edificio de acero, generalmente se lo divide en dos: la parte que resiste las cargas gravitacionales y la que resiste las cargas laterales, según se muestra en la Figura 1(a). En tal sentido, sólo ciertas partes de la estructura están diseñadas para resistir las cargas sísmicas, mientras que una buena parte de elementos están dimensionados para resistir sólo las cargas verticales. Por el contrario, di-

señalar todos los miembros y conexiones del edificio para que tengan propiedades sismorresistentes, es una filosofía antigua y demasiado conservadora, que encarece la construcción significativamente (como en el ejemplo mostrado en la Figura 1(b), donde todas las conexiones son de momento).



(a) Planta de edificio de acero estructural compuesto por pórticos resistentes a momento (para carga lateral) y gravitacionales

(b) Conexiones de momento en todas las juntas entre vigas y columnas

Figura 1. Pórticos gravitacionales y pórticos resistentes a carga lateral

La NEC-2015 adopta el concepto de dimensionar solo ciertos componentes para resistir cargas laterales. En este contexto, el capítulo NEC-SE-AC contiene las provisiones necesarias para el diseño sismorresistente de estructuras de acero. Las especificaciones dan los lineamientos para diseñar tres sistemas estructurales que han probado ser eficientes para disipar la energía sísmica, estos son: pórticos especiales a momento, pórticos especiales arriostrados concéntricamente y pórticos arriostrados excéntricamente. Para el dimensionamiento de componentes sujetos a cargas gravitatorias solamente, se direcciona al diseñador a la especificación AISC 360-10. Así, el procedimiento general para realizar el diseño de una estructura de acero es como se indica en la Figura 2. En primer lugar se calculan las cargas no-sísmicas de acuerdo al capítulo NEC-SE-CG y las cargas sísmicas, siguiendo el capítulo NEC-SE-DS. Seguidamente, se realiza el análisis estructural para la determinación de fuerzas internas en los componentes de la estructura. Finalmente, se diseñan los componentes que conforman parte del sistema de resistencia lateral, de acuerdo a los requerimientos del capítulo NEC-SE-AC y los componentes de los pórticos gravitacionales según AISC 360-10. Este procedimiento muestra los pasos básicos de diseño de una estructura de acero, sin embargo, el procedimiento específico dependerá de las particularidades de cada proyecto.

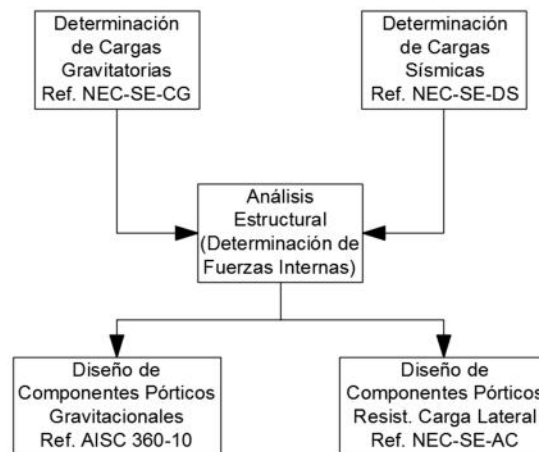


Figura 2. **Procedimiento general de diseño para estructuras de acero, según NEC-2015**

La metodología descrita con anterioridad es la secuencia que actualmente se debe seguir cuando se diseñe una estructura de acero. En ella, se hace referencia a la especificación AISC 360-10, dado que el capítulo NEC-SE-AC contiene solamente provisiones que permiten dimensionar la estructura desde el punto de vista sismorresistente. La razón principal para esto es que AISC 360-10 contiene especificaciones que son directamente adaptables al diseño de componentes no considerados como parte del sistema de resistencia a carga sísmica. Por ejemplo, las vigas secundarias del piso mostrado en la Figura 1(a) se deben diseñar según AISC 360-10, dado que éstas se consideran únicamente para resistir las cargas muertas y vivas que actúan directamente sobre ellas. Por otra parte, las especificaciones para diseño sismorresistente de AISC 341-10 (ver Sección 1.2), tienen ciertas diferencias con la NEC-SE-AC. Un ejemplo de esto son los valores de los factores probables de fluencia y de tracción. Según se puede observar en la tabla 1 de NEC-SE-AC y la tabla A3.1 de AISC 341-10¹, los valores de estos factores son distintos. Esto se debe a que estadísticamente, se ha verificado que las propiedades mecánicas de los materiales utilizados en el Ecuador son diferentes a aquellas propiedades de los materiales contemplados en el desarrollo de AISC 341-10 (Cassagne, 2009).

A pesar de que la NEC-2015 todavía no contiene todos los elementos para diseñar una estructura de acero sin hacer uso de otros códigos, la metodología mostrada en la Figura 2 sistematiza el procedimiento de diseño de manera viable. Sin embargo, una de las consideraciones para futuras ediciones de la NEC es, precisamente, incluir las provisiones para el diseño de todo tipo de componentes estructurales, de tal manera que una edificación pueda ser dimensionada enteramente con este código.

2.2 Consideraciones para el Desarrollo de Normativas Sismorresistentes

Según se discute en la sección anterior, la NEC-SE-AC trata enteramente el diseño sismorresistente de estructuras de acero. Debido a esta particularidad, en las siguientes secciones se presentan temas concernientes al desarrollo de especificaciones de diseño para eventos sísmicos. Estas consideraciones son las que sirven de base para entender la estructura de la NEC-SE-AC y la filosofía implementada en ella.

¹ La especificación AISC 341-10 es de libre distribución. El documento digital se lo puede descargar de <https://www.aisc.org>

2.2.1 Determinación de Cargas Sísmicas

En términos generales, un sismo es un evento que provoca fuerzas temporales en una estructura, cuando la superficie en que se encuentra cimentada entra en movimiento. Cuando ésta sufre este tipo de excitación, aparecen cargas dinámicas horizontales y verticales que pueden causar daños considerables al sistema estructural. En la NEC-2015, los efectos de la carga horizontal se los calcula según la metodología mostrada en el capítulo “Diseño Sismo Resistente”, NEC-SE-DS.

La Figura 3 muestra los efectos causados por un sismo en una estructura de un piso (de un solo grado de libertad) de manera esquemática. Durante un sismo, el suelo entra en movimiento con aceleraciones $\ddot{u}_g(t)$. La gráfica de $\ddot{u}_g(t)$ versus t se conoce como registro de movimiento telúrico, y sirve para caracterizar el sismo y sus efectos. Estas aceleraciones excitan la masa, m , de la estructura, que generalmente se encuentra concentrada al nivel de la losa. Esto es especialmente cierto en estructuras de acero, dado que el peso de las columnas es considerablemente menor que el peso del piso, compuesto por vigas y losas. Así mismo, hay un segundo tipo de carga asociado al movimiento de la estructura, que se debe al amortiguamiento inherente que tiene la misma.

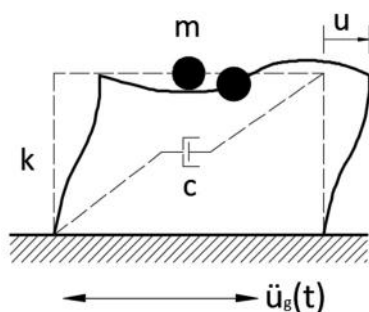


Figura 3. Representación esquemática de una estructura sometida a un sismo

Como resultado de la aparición de estas fuerzas, la estructura exhibe un comportamiento que en términos matemáticos se lo captura por medio de la ecuación de movimiento:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{u}_g(t) \quad (2.1)$$

en donde m es la masa de la estructura, c es el coeficiente de amortiguamiento, k es la rigidez de la estructura y los términos u , \dot{u} , y \ddot{u} son el desplazamiento lateral, la velocidad de movimiento de la estructura y su aceleración, respectivamente. En la Ecuación 2.1, el término de la derecha es la fuerza efectiva producida por el sismo.

Para el diseño de una edificación, el término ku , corresponde a las fuerzas internas a las cuales están sometidos los componentes estructurales debido al sismo. Si se conoce este término, los efectos del sismo pueden ser combinados con los efectos de las cargas gravitacionales para determinar la resistencia requerida y a paso seguido, dimensionar los elementos de la edificación.

Una de las maneras para determinar las fuerzas internas es precisamente resolver la ecuación de movimiento para cada instante de tiempo, t . Al hacer esto, se puede calcular el historial de fuerzas internas en la estructura debido al sismo como $ku(t)$. Este método, sin embargo, es relativamente complejo de implementar, ya que se requiere integrar numéricamente la ecuación de movimiento. Además de éste, existen otros métodos de más fácil implementación que cumplen el mismo objetivo.

El capítulo NEC-SE-DS ofrece varias alternativas para calcular las cargas sísmicas y sus efectos, que pueden ser considerados para diseñar una estructura de acero.

Uno de los métodos más populares para la determinación de la carga sísmica es el método de las fuerzas equivalentes, o Diseño Basado en Fuerzas (DBF), como se lo presenta en NEC-SE-DS. Según se muestra en la Figura 4, en este método, el efecto del sismo es modelado como una carga lateral V_b , conocida como cortante basal, que somete a la estructura a fuerzas internas. Así mismo, el cortante basal da lugar a la formación del momento M_b , que causa cargas axiales de tracción y compresión en las columnas.

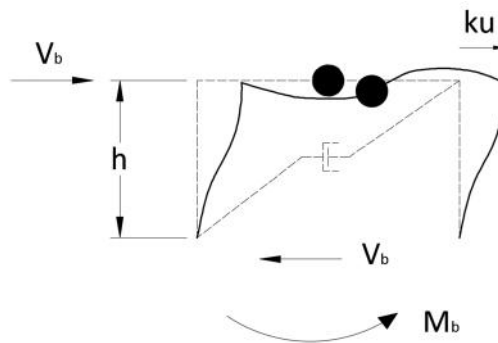


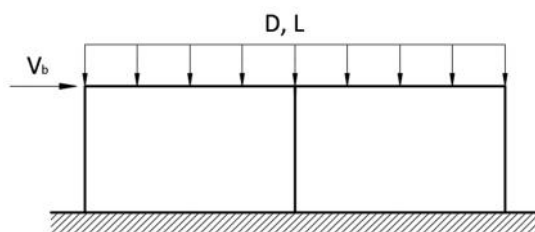
Figura 4. **Representación del diseño basado en fuerzas (DBF)**

La Guía de Diseño 5 “Evaluación Sísmica y Rehabilitación de Estructuras” y la Guía de Diseño 6 “Estudios Geotécnicos y Trabajos de Cimentación” discuten en mayor detalle los aspectos referentes a la determinación de cargas sísmicas y sus efectos.

2.2.2 Generalidades de los Métodos Utilizados para Sismorresistencia en Estructuras de Acero

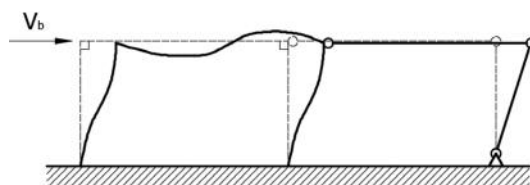
En estructuras de acero, la resistencia a la carga sísmica depende del tipo de sistema que se implemente para el efecto. A diferencia de otros tipos de estructuras, en las estructuras de acero, no necesariamente toda la edificación se diseña para que sea capaz de soportar la carga lateral. Como se describe en la Sección 2.1, solamente ciertos componentes de la estructura son considerados para el efecto.

La Figura 5(a) muestra el esquema de una estructura de dos pórticos sujeta a la combinación de cargas gravitacionales y cargas sísmicas. Es claro que ambos pórticos son considerados en el diseño para resistir las cargas gravitacionales; sin embargo, lo mismo no necesariamente ocurre con las cargas sísmicas. Según se aprecia en la Figura 5(b), se podría diseñar la estructura para que uno de los dos pórticos sea capaz de disipar toda esta carga; en este caso, el pórtico izquierdo es capaz de resistir momentos, haciendo que la viga y las columnas trabajen como elementos sujetos a una combinación de flexión y compresión. Por otra parte, el pórtico de la derecha, al estar conectado con conexiones tipo articulación, no aporta a la resistencia sísmica y solo soporta las cargas verticales. De manera similar, la Figura 5(c) muestra otro sistema comúnmente utilizado para soportar la carga horizontal en estructuras de acero, que es a través de arriostramientos concéntricos. En este caso, la estabilidad estructural del edificio depende enteramente de la resistencia de la riostra sujeta a tracción; por lo tanto, el pórtico de la izquierda es el sistema de resistencia a carga lateral.

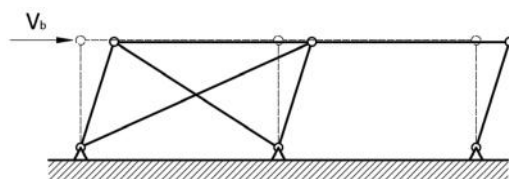


(a) Estructura sujeta a cargas gravitacionales y sísmicas

Figura 5. **Representación conceptual de configuraciones sismorresistentes para estructuras de acero**



(b) Pórtico de momento



(c) Pórtico con arriostramientos concéntricos

Figura 5. **Representación conceptual de configuraciones sismorresistentes para estructuras de acero (continuación)**

Según se muestra en los ejemplos anteriores, en estructuras de acero generalmente, solo una parte del edificio tiene la capacidad de disipar la carga sísmica. La razón es que aquellos componentes que conforman el sistema resistente a carga sísmica, SRCS, requieren durante su fabricación un control de calidad considerablemente mayor que aquellos que solo resisten la carga gravitacional. De igual manera, los requisitos de inspección de soldadura y de ejecución de las conexiones entre elementos del SRCS son muy exigentes, en comparación a los otros elementos. El Capítulo 3 profundiza más en el tema, presentando las particularidades de los sistemas sismorresistentes considerados en la NEC-SE-AC.

2.3 Desempeño de Estructuras de Acero ante Eventos Sísmicos

2.3.1 Propiedades del Acero Estructural

Los tipos de aceros utilizados en la construcción de estructuras de edificios tienen dos características principales: alta resistencia mecánica y alta ductilidad. La Figura 6 muestra esquemáticamente el diagrama esfuerzo – deformación de un acero ASTM A572 Gr. 50, mismo que es comúnmente utilizado en el medio para la construcción de edificios. Según se puede observar en la figura, este acero estructural tiene un módulo de elasticidad, E , de 200GPa, una resistencia de fluencia mínima, F_y , de 345MPa (50 ksi) y una resistencia máxima, F_u , de 450MPa (65 ksi). Así mismo, la ductilidad, medida como la máxima deformación unitaria, es de 33%.

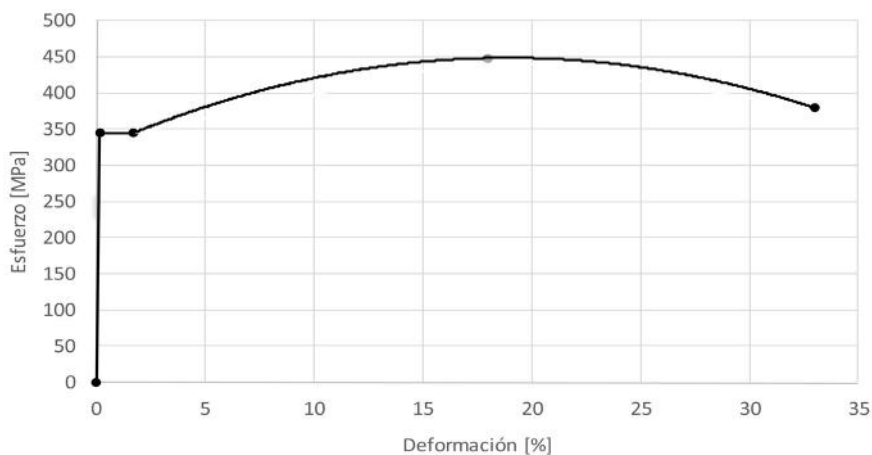


Figura 6. Representación esquemática de la curva esfuerzo – deformación típica de un acero estructural Gr.50

En la nomenclatura de los aceros estructurales, el grado define el esfuerzo de fluencia mínimo del material en “ksi”. En el ejemplo mostrado anteriormente, el esfuerzo de fluencia mínimo es de 50ksi, ya que el grado es 50.

La combinación de alta resistencia y alta ductilidad hace que el acero sea capaz de resistir sismos de consideración. En la Figura 7 se muestra la fotografía de un ensayo de una conexión de momento entre una viga (elemento vertical) y una columna (elemento horizontal). El ensayo consiste en someter a la viga a cargas cíclicas que simulan la acción de un sismo. Las zonas en las que se ha desprendido el recubrimiento son regiones en las que el acero en la viga ha entrado en fluencia. Según se puede apreciar en la fotografía, la ductilidad del material hace que pueda acomodar deformaciones considerables y también que pueda disipar energía por deformación plástica. Estos dos atributos son fundamentales para el desarrollo de especificaciones técnicas para diseño sismorresistente de edificios, ya que como se detalla en las siguientes secciones, una estructura de acero sometida a cargas sísmicas de consideración debe ser capaz de acomodar deformaciones plásticas en ciertos componentes de la estructura. De hecho, algunos de estos componentes se diseñan como fusibles, para que absorban el daño provocado por el sismo.



Figura 7. **Ductilidad de una conexión viga-columna en acero estructural**
(foto cortesía del Prof. Thomas Murray)

2.3.2 Disponibilidad de Acero Estructural en el Ecuador para Construcciones Civiles

En el Ecuador existen básicamente tres tipos de aceros estructurales utilizados en la construcción, según se muestra en la Tabla 1. Estos aceros son utilizados para la construcción de todo tipo de infraestructura, como son puentes, edificios, torres, etc. Adicionalmente, existe en el mercado una cantidad limitada de perfiles tubulares de sección redonda o sección rectangular, manufacturados con el acero ASTM A500 Gr. B.

Hasta hace aproximadamente una década, el acero ASTM A36 fue el mayormente utilizado para naves industriales, edificios residenciales y de oficinas. Sin embargo, éste ha sido reemplazado por el ASTM A572 Gr. 50 debido a sus mejores propiedades mecánicas. De esta manera, el ASTM A36 ha quedado relegado, siendo principalmente utilizado para ángulos laminados en caliente y placas de conexión.

Tabla 1. **Tipos de aceros comúnmente utilizados en la construcción en el Ecuador**

Tipo de Acero	F_y (MPa)	F_u (MPa)
ASTM A36	250	400-550
ASTM A572 Gr. 50	345	450
ASTM A588	345	450

Por otra parte, localmente el acero ASTM A588 es el material estándar para la construcción de puentes. Su resistencia a la fluencia y a la tracción es igual a la del ASTM A572 Gr. 50, pero además es resistente a la corrosión. Con el paso del tiempo el acero ASTM A588 forma una “patina” de color marrón que protege al material de la intemperie.

Si bien el ASTM A588 ha sido utilizado en todo tipo de estructuras a nivel mundial y es un material que tiene las propiedades adecuadas para su uso en puentes, está siendo reemplazado por materiales de mejores características. Los *High Performance Steels* (HPS) o aceros de alto performance, son actualmente utilizados en otros lugares para la construcción de puentes. Estos aceros, entre los que se hallan el ASTM A709 Gr. HPS 50W y el ASTM A709 Gr. HPS 70W, tienen mejores propiedades en cuanto a ductilidad, soldabilidad, resistencia a la corrosión y tenacidad que el ASTM A588. En este contexto, el ASTM A709 Gr. HPS 50W y el ASTM A588 tienen las mismas propiedades mecánicas (F_y y F_u), pero el resto de propiedades mencionadas más arriba son significativamente mejores en el primero.

En el Ecuador los HPS's todavía no han incursionado en la construcción de puentes, debido a la falta de coordinación que existe entre diseñadores, comercializadores de acero y constructores. Los proveedores de acero estructural no disponen de estos materiales debido a que los ingenieros no los especifican en los planos de diseño. Por otra parte, los ingenieros no especifican estos materiales en sus diseños porque no existen en el mercado local. Esta descoordinación hace que la construcción de puentes de acero en el país esté completamente limitada al uso de ASTM A588 solamente. Por esta razón, es aconsejable que en los planos de diseño, el ingeniero estructural especifique como materiales aceptados para la fabricación de los componentes de puentes al ASTM A588 y al ASTM A709 Gr. HPS 50W. La intención es que, con el paso del tiempo, la industria de la construcción de puentes de acero experimente la transición hacia los aceros de alto performance, en toda la gama disponible.

Otro particular que en ciertas ocasiones impide el uso de otros tipos de aceros estructurales en el medio local y limitan la disponibilidad a los tres tipos mostrados anteriormente es la errada concepción de que los aceros con más altas prestaciones son más costosos que los tradicionales; sin embargo, la Figura 8 precisamente muestra, que éste no es siempre el caso. Como se puede ver, el perfil mostrado en la fotografía cumple con tres especificaciones ASTM distintas. Este caso demuestra, por ejemplo, que a pesar de que el acero ASTM A572 Gr. 50 tiene mejores propiedades mecánicas que el ASTM A36, su costo de producción puede ser el mismo. Similarmente, el acero ASTM A992 cuyas propiedades han sido desarrolladas para obtener un mejor desempeño sismorresistente (ver Sección 2.3.2.1), no necesariamente cuesta más que los otros dos tipos de aceros. En realidad, el costo del acero estructural no solo obedece a parámetros técnicos, como lo son las propiedades mecánicas y químicas de los mismos, sino que depende también de factores de mercado, como la oferta y demanda de un cierto tipo. Incluso, hay ocasiones en las que, por ejemplo, se puede conseguir aceros HPS's a precios más bajos que otros tipos.



Figura 8. Perfil laminado en caliente que cumple con varias especificaciones ASTM

2.3.2.1 Comparación entre ASTM A572 Gr. 50 y ASTM A992

El sismo de Northridge, ocurrido el 17 de enero de 1994 provocó cambios considerables en la filosofía de diseño sismorresistente de las estructuras de acero. Este sismo dejó en evidencia que los métodos de diseño, materiales, control de calidad y en general, la metodología de la construcción de edificios de acero no era la más adecuada, dado que se presentaron fallos estructurales graves en un gran número de construcciones. A partir de aquello se iniciaron programas de investigación extensivos cuyo objetivo fue el de responder las incógnitas planteadas en cuanto al desempeño estructural de todo tipo de estructuras, incluyendo las de acero. Malley (1998) presenta un resumen de los resultados obtenidos en las investigaciones hechas en estructuras de acero, a partir del sismo de Northridge.

Uno de los logros importantes tuvo que ver con el desarrollo de un nuevo tipo de material, el ASTM A992, el cual no solamente tiene las altas propiedades mecánicas de los aceros grado 50, sino que también tiene una relación máxima $F_y/F_u = 0,85$ y una mejor soldabilidad que los aceros típicos. La importancia de esta relación se detalla a continuación. En la Figura 7, se puede observar que la disipación de energía por carga cíclica se dio en la viga, al haberse formado un nudo plástico en la misma. Según se discute en la sección 2.3.3, este comportamiento es aceptable, ya que, al ser sometida a fuerzas producidas por un sismo de mayores proporciones, las estructuras de este tipo se deforman de manera dúctil. El fallo en otros sitios aledaños hubiese sido indeseable; por ejemplo, la formación de nudos plásticos en las columnas podría provocar un desplome del piso. Así mismo, el fallo en la conexión podría causar afectaciones estructurales de mayor consideración que la plastificación de la viga, que en este caso ha funcionado como un fusible.

Para lograr el comportamiento dúctil mostrado en la Figura 7, se necesita que la resistencia de los materiales utilizados para los miembros estructurales no esté alejada de los valores nominales utilizados en el diseño. En este caso, si los F_y y F_u reales son considerablemente mayores a los utilizados en el diseño, es posible que no se produzca el comportamiento dúctil en la viga, sino que falle algún otro componente como la conexión, lo cual es indeseable. El contar con un material como el ASTM A992, en el cual se requiere que $F_y/F_u \leq 0,85$, permite controlar que esto no ocurra y también, permite localizar los “fusibles” en lugares donde está garantizado un comportamiento dúctil.

El acero ASTM A572 Gr. 50 tiene las mismas propiedades nominales que las del ASTM A992, es decir, $F_y = 345MPa$ y $F_u = 450MPa$; sin embargo, estos valores son mínimos y en la realidad pueden llegar a ser considerablemente mayores, lo cual puede causar la problemática descrita con anterioridad. Por otra parte, el acero ASTM A992 solo se usa para la manufactura de perfiles laminados en caliente y no está disponible en planchas, lo que complica su implementación en el sector de la construcción en el Ecuador. Dada la dificultad de mantener inventarios grandes de un mismo tipo de perfil (como puede ocurrir con los perfiles laminados en caliente), la industria de la construcción con acero en el país, ha favorecido el uso de perfiles armados a partir de planchas. Esto da una mayor versatilidad tanto para el diseñador, como para el constructor, pues se puede definir la geometría de los elementos estructurales con las dimensiones necesarias, para después cortar y soldar los flejes de manera acorde. De esta manera, la industria local está sujeta a tener que trabajar con aceros como el ASTM A572 Gr. 50, a pesar de las complicaciones estructurales que esto pueda causar.

Considerando todos los puntos expuestos anteriormente, en la NEC-SE-AC se han tomado las precauciones del caso para procurar que el uso del ASTM A572 Gr. 50 sea posible y a la vez se puedan construir estructuras capaces de disipar la energía sísmica de manera dúctil. Esto se lo logra a través de los factores de fluencia probable, R_y , y de tensión máxima probable, R_t , especificados en la Sección 5.2 de NEC-SE-AC.

2.3.3 Comportamiento y Afectaciones Producidas por un Evento Sísmico en Estructuras de Acero

Un sismo es un evento que puede causar afectaciones considerables a la infraestructura de un país como el Ecuador. Según se puede observar en el mapa de zonificación sísmica incluido en la Figura 1 de NEC-SE-DS, el territorio ecuatoriano está localizado sobre una región con alta incidencia. De hecho, uno de los sismos más grandes registrados mundialmente desde 1900 ocurrió en las costas de Esmeraldas, el 31 de Enero de 1906, con una magnitud de 8,8 (USGS, 2012; Kanamori, 1977). Ante este escenario, es inviable desarrollar especificaciones que consideren estructuras que no sufran daños permanentes después de haber sido sometidas a tan altas exigencias.

Tomando en cuenta esta realidad, el factor primordial en el desarrollo de normativas para diseño es el de priorizar la seguridad y la vida de las personas, construyendo estructuras que, a pesar de sufrir afectaciones, no colapsen. En otras palabras, el objetivo de las especificaciones es el que se construyan estructuras que sean viables desde los puntos de vista de funcionalidad, arquitectónico y económico y que además sean capaces de brindar la seguridad anteriormente descrita. Así, los criterios de diseño incluidos en NEC-SE-AC proveen los estándares mínimos que deben cumplirse para preservar la integridad de los ocupantes de una estructura ante un sismo extremo. Los lineamientos de NEC-SE-AC no están desarrollados para limitar daños estructurales, mantener la estructura en funcionamiento, o dar facilidades para reparación.

En el contexto del diseño estructural, lo anteriormente descrito equivale a decir que no es viable dimensionar estructuras para que se comporten elásticamente. En realidad, lo deseable es que las estructuras puedan deformarse de manera dúctil, absorbiendo la energía sísmica por la plastificación de sus elementos. En el caso de edificios de acero estructural, el que sobrevivan a sismos de gran magnitud depende de su habilidad de disipar energía por histéresis, acomodando deformaciones relativamente largas. Esto, a su vez, se logra diseñando y detallando la estructura para que la ductilidad del sistema se dé por deformación de ciertos elementos mentalizados para el efecto (ver Sección 2.3.1 y Figura 7).

Según se describe en la Sección 2.2.1, un sismo desde el punto de vista estructural somete a un edificio a cargas laterales, que son proporcionales a su peso propio. El comportamiento de un edificio de acero sometido a este tipo de cargas se ilustra en la Figura 9, en un diagrama fuerza versus deflexión lateral para un pórtico de momento.

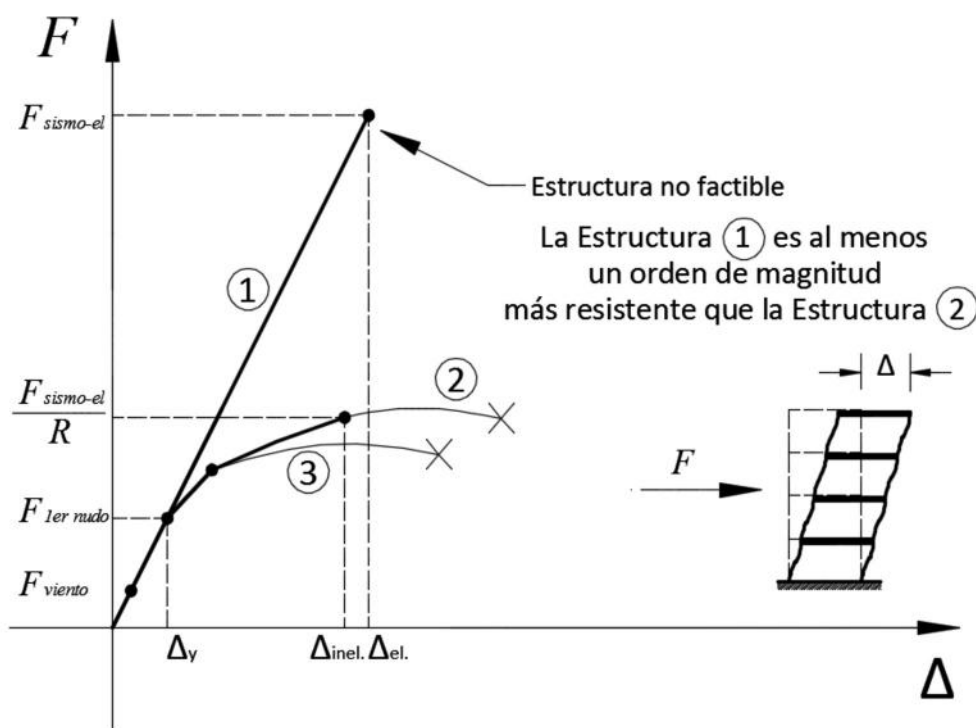


Figura 9. Comparación entre el comportamiento de un sistema elástico e inelástico ante cargas laterales

La Estructura 1 es un sistema que ha sido diseñado para comportarse de manera elástica durante un sismo de grandes proporciones y que provoca la fuerza $F_{sismo-el}$, mientras que la Estructura 2 se deforma plásticamente durante este tipo de evento. Como se puede observar, la Estructura 2 es elástica hasta que la fuerza lateral es igual a $F_{1er\ nudo}$. A ese nivel de carga, se forma el primer nudo plástico en algún punto de la estructura (potencialmente en una viga, como se muestra en la Figura 7). La Estructura 2 todavía puede sostener cargas mayores a $F_{1er\ nudo}$; sin embargo, a medida que se aumenta la carga, también aumenta la formación de nudos plásticos, hasta formar un mecanismo. En

ese punto, la estructura pierde su estabilidad estructural y colapsa. Otro aspecto a destacarse de la Figura 9 es que la carga producida por el viento, F_{viento} , es significativamente menor a $F_{1er\ nudo}$, lo cual es de esperarse, dado que el sistema debe exhibir un comportamiento elástico aún ante velocidades de viento de consideración. En general, las cargas laterales producidas por el viento son mucho menores que las cargas que un sismo puede provocar.

Por otra parte, si se desea construir un sistema como la Estructura 1, para que resista $F_{sismo-el}$ sin que experimente daños, éste debería ser mucho más resistente que la Estructura 2, a un nivel en que se vuelve inviable desde el punto de vista funcional y económico. Por tal razón, los códigos de diseño, incluyendo NEC-SE-AC, no consideran el diseño de este tipo de estructuras, sino de sistemas como la Estructura 2 que, a pesar de presentar daños severos, no colapsa ante el embate del sismo. Por otra parte, un sistema como la Estructura 2 se dimensiona para resistir una carga lateral igual a $F_{sismo-el}/R$, en donde R es un factor que varía dependiendo del nivel de ductilidad de la estructura. El concepto detrás de $F_{sismo-el}/R$ es que la estructura puede ser diseñada para este nivel de carga, debido a que gran parte de la carga sísmica se disipa por la deformación plástica de sus componentes (ver Sección 2.3.4).

Según se puede observar en la Figura 9, la Estructura 2 quedará severamente afectada después del sismo; incluso, los daños podrían ser tales que sea necesario derrocarla en lo posterior. Sin embargo, la estructura se sostendrá firme una vez que el movimiento telúrico ha terminado, precautelando así, la integridad de las personas que están dentro de ella. El tercer tipo de sistema incluido en la Figura 9, la Estructura 3, no cumple con el desempeño sismorresistente esperado. Según se observa, este sistema tiene cierto nivel de ductilidad, pero no el suficiente para sostener la carga de diseño $F_{sismo-el}/R$. En esta estructura, se forman nudos plásticos al inicio, pero eventualmente pierde toda su ductilidad debido a que ha fallado una conexión del sistema de resistencia de carga sísmica, por ejemplo. En resumen, lo que se espera al diseñar y construir estructuras de acero según NEC-SE-AC, es que un edificio se comporte como la Estructura 2, es decir, sea capaz de deformarse plásticamente ante la acción de sismos de gran magnitud, pero no colapse. Por otra parte, el diseño de sistemas como las Estructuras 1 y 3 es inaceptable.

Además de la resistencia de la estructura, otro factor que debe ser controlado es la deriva provocada por las cargas laterales. Una de las principales razones para llevar a cabo este control es que, si bien la estructura puede deformarse lateralmente manteniendo su estabilidad estructural, los componentes no-estructurales, como las fachadas, no necesariamente pueden acomodar el mismo nivel de deformación. Puede ocurrir que ante grandes deformaciones, las fachadas se desprendan del edificio, causando afectaciones a las personas que se encuentran alrededor del mismo. Por este tipo de particularidades, los códigos de diseño limitan el nivel de deriva de las estructuras, además del chequeo de resistencia. En el caso del código local, la NEC-SE-DS limita la deriva al 2% de la altura del piso. En referencia a la Figura 9, la deriva en la Estructura 2 provocada por las cargas sísmicas, $\Delta_{inel.}$, debe ser menor al límite anterior.

2.3.4 Factores de Desempeño

Según se discute en las secciones anteriores, existen tres criterios fundamentales que se deben cumplir de acuerdo a la filosofía de sismorresistencia implementada en NEC-SE-AC: 1) no es viable diseñar estructuras en el rango elástico debido a la magnitud de las fuerzas provocadas por sismos de mayores proporciones, 2) para que las estructuras puedan soportar estas cargas, deben tener la capacidad de deformarse plásticamente, lo cual solo puede ocurrir si exhiben un comportamiento dúctil y 3) se debe controlar las derivas entre pisos para que no superen el límite admisible. En la NEC-2015, estas consideraciones se las implementa cuantitativamente vía los factores de desempeño, según se detalla a continuación.

La Figura 10 muestra el comportamiento de un pórtico de momento sujeto a una carga sísmica. Como se puede observar, a medida que se aumenta la carga, la estructura deja de responder de manera elástica y se empiezan a formar nudos plásticos de manera secuencial, hasta llegar a su resistencia máxima, V_Y , y formar un mecanismo inestable.

El estudio del comportamiento inelástico de la estructura se realiza mediante un análisis de historial de respuesta, que captura la formación de nudos plásticos en la medida que la carga lateral aumenta. Si bien NEC-2015 permite diseñar una estructura con este método, eso no siempre es posible, debido al nivel de complejidad de los modelos computacionales requeridos para esto. En su lugar, la estructura puede ser estudiada y diseñada con un análisis elástico, al cual se aplican los factores de desempeño, R , Ω_o y C_d , para capturar el comportamiento inelástico del sistema.

Para el efecto, en primer lugar, se determina la carga de diseño, $V_s = V_E/R$, donde V_E se determina en función del espectro de diseño, de acuerdo a NEC-SE-DS. El factor de modificación de respuesta, R es la medida de la ductilidad disponible en la estructura de acero y depende del tipo de sistema utilizado para resistir el sismo. Por ejemplo, para pórticos de momento especiales, pórticos con arriostramientos concéntricos y pórticos con arriostramientos excéntricos, $R = 8$ (ver NEC-SE-DS, tabla 16). Esto significa que en lugar de diseñar una estructura capaz de resistir la carga V_E , cuyas proporciones y costo serían inadmisibles, se puede diseñar una estructura para que resista un octavo de V_E y que se va a deformar plásticamente durante un sismo mayor. Conocido V_s , se analiza la estructura con un modelo elástico, sin necesidad de capturar las propiedades inelásticas de la estructura y se dimensiona los componentes utilizando las fuerzas internas calculadas. Esto es posible debido que la energía de deformación producida por V_E en la Estructura 1 es aproximadamente igual a la producida por esta misma carga en el Estructura 2 cuando se deforma plásticamente.

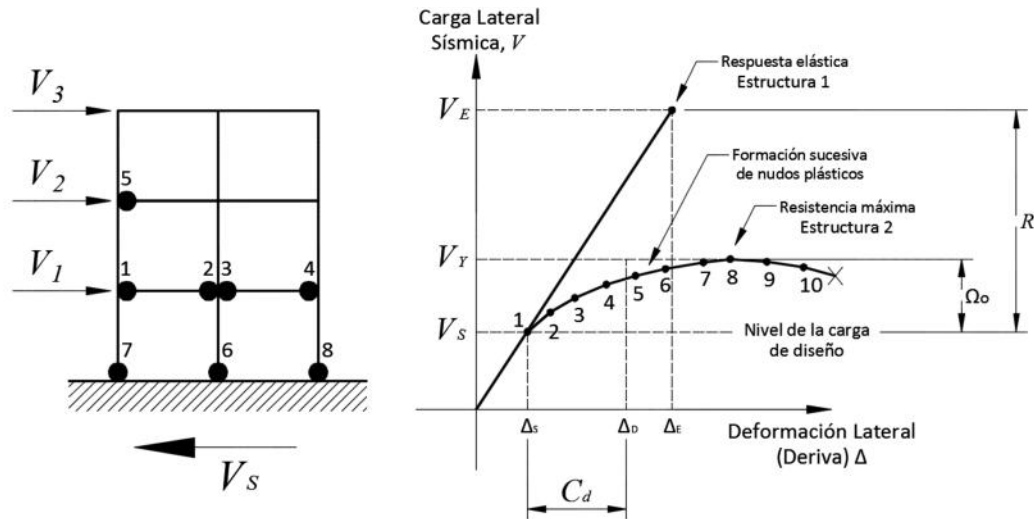


Figura 10. Ilustración de los factores de desempeño

En el caso de las deflexiones, las derivas calculadas con la carga reducida, V_s deben ser multiplicadas por el factor de amplificación de deflexiones, C_d . Así, los límites de deriva especificados como el 2% de la altura del piso se comparan con $\Delta_D = C_d \Delta_s$ para verificar que la estructura no exceda los valores de deriva permisibles.

Otro factor a considerarse es el factor de sobrerresistencia, Ω_o . Éste es utilizado para asegurar que la disipación de energía por deformación plástica se dé en los elementos estructurales mentalizados para aquello y no en otros elementos que puedan comprometer la estabilidad del sistema. Por ejemplo, en el pórtico de la Figura 10, lo deseable es que los nudos plásticos ocurran en las vigas y no en las columnas, o peor aún, que sean las conexiones las que fallen. El factor Ω_o multiplica al efecto producido por el sismo que se obtiene del análisis estructural, para dimensionar los elementos que no deben estar sujetos a deformaciones plásticas. En el caso del pórtico mencionado, las columnas se diseñan considerando en la combinación de carga correspondiente el factor amplificado del sismo, $\Omega_o E$ (ej., $1,2D + 0,2S_{DS}D + 0,5L + 0,2S_{DS}D + \Omega_o E$). Esto asegura que, dado el sismo de grandes proporciones, las columnas permanecerán como elementos elásticos y que la viga se deformará de manera dúctil.

La Figura 11 muestra en resumen los conceptos discutidos en esta sección para el diseño sismorresistente de una estructura de acero. Primero, se calcula V_E aplicando los criterios de NEC-SE-DS y subsecuentemente, la carga cortante de diseño, $V_s = V_E/R$. El factor de modificación de respuesta, R se lo determina de NEC-SE-DS, Tabla 16, dependiendo del sistema utilizado para la estructura de acero. Seguidamente, se realiza un análisis estructural elástico, para determinar las fuerzas internas en los elementos y las deflexiones producidas por las cargas sísmicas. Los valores de las derivas obtenidas de este análisis se multiplican por el correspondiente factor C_d para obtener las derivas del sistema inelástico y compararlas con el valor máximo permisible de 0,02 veces la altura del piso. Finalmente, se diseñan los componentes para que tengan la resistencia necesaria y su desempeño sea el esperado. Por ejemplo, en el caso de las columnas de este pórtico, éstas deben permanecer esencialmente elásticas, por lo que para verificar su resistencia, se utiliza el efecto del sismo considerando la sobrerresistencia, es decir, $\Omega_o E$.

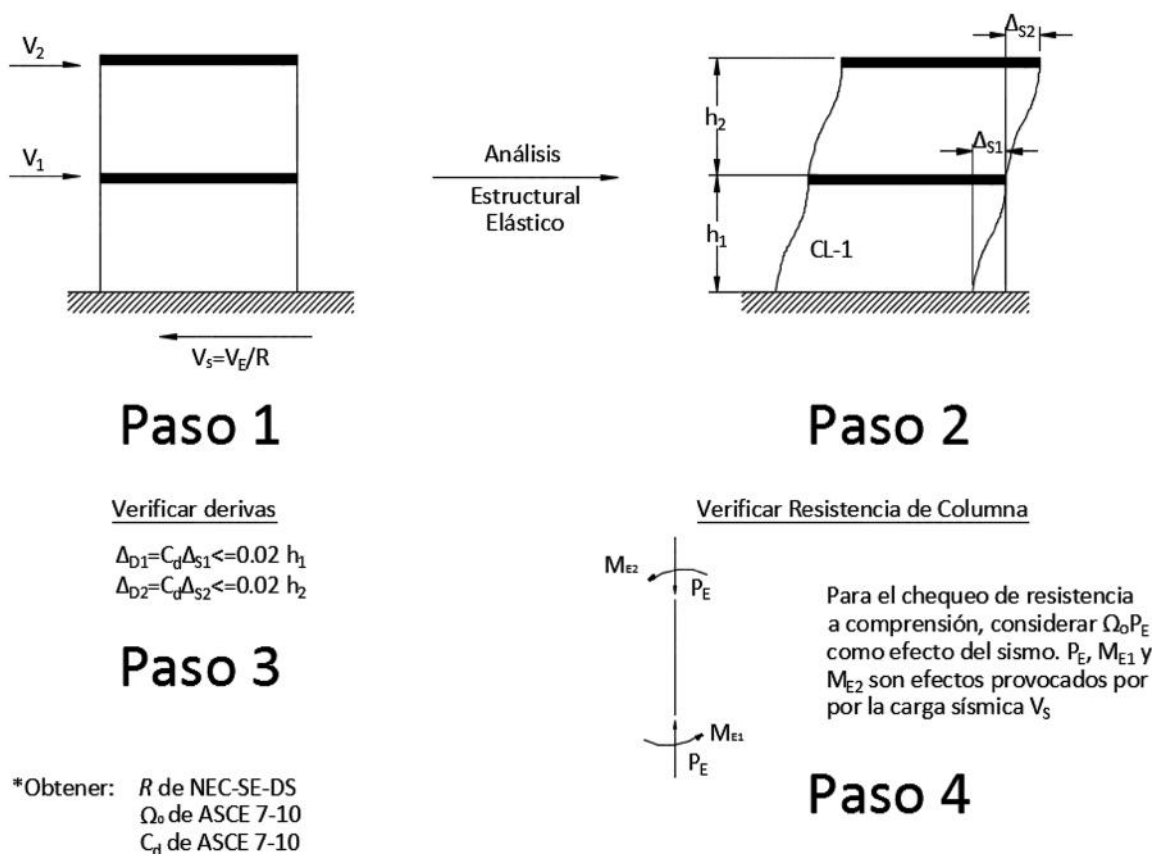


Figura 11. Metodología de diseño y pasos a seguirse para diseñar un sistema de resistencia a carga sísmica

Se debe destacar que el procedimiento mostrado en la Figura 11 sirve únicamente para ilustrar el concepto detrás de cada uno de los factores de desempeño y no incluye todos los chequeos que deben realizarse en el momento de diseñar una estructura. Como se detalla en el Capítulo 4, por ejemplo, un pórtico resistente a momentos tiene varias particularidades que deben ser consideradas. Finalmente, se debe mencionar que la versión actual de la NEC contiene los factores de modificación de respuesta, R , pero no los factores de amplificación de desplazamientos, C_d , ni los factores de sobrerresistencia, Ω_o . Por esta razón, actualmente R se determina de acuerdo a la NEC-SE-DS y los otros dos coeficientes, C_d y Ω_o , se los puede obtener de ASCE 7-10 (ASCE, 2010).

2.3.5 Relaciones de Ancho-Espesor para Miembros parte del Sistema de Resistencia de Carga Sísmica

Debido a que la capacidad de desarrollar un comportamiento dúctil es clave en el desempeño de pórticos sismorresistentes de estructuras de acero, es necesario asegurar que sus componentes no sean proclives a fallos por inestabilidad local. Específicamente, se debe precautelar que éstos no fallen por pandeo local de los elementos de un perfil estructural. La Figura 12 muestra la tabla 4 de NEC-SE-AC, que contiene los límites de las relaciones ancho-espesor para evitar pandeo local en este tipo de miembros.

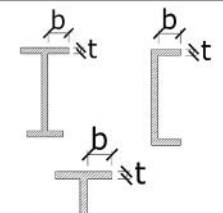

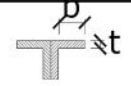
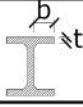
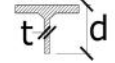
	Tipo de elemento	Relación ancho- espesor	Límites	Ejemplo
			λ_{ps}	
Elementos no Rigidizados	Flexión en alas de vigas "I" roladas o armadas, canales y vigas "T"	b/t	$0.30 \sqrt{E/F_y}$	
	Lados de ángulos simples o dobles con separadores			
	Lados salientes de pares de ángulos en contacto continuo			
	Alas de secciones para pilotes "H"	b/t	$0.45 \sqrt{E/F_y}$	
	Alma de vigas "T"	d/t	$0.30 \sqrt{E/F_y}^{[a]}$	
	Barras planas	b/t	2.5	

Figura 12. Relaciones máximas de ancho-espesor para miembros del sistema resistente a carga sísmica

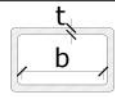
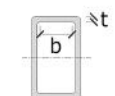
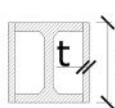
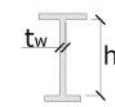
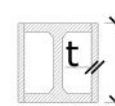
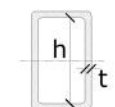
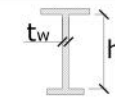
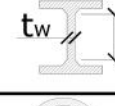
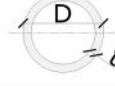
Elementos Rigidizados	Paredes de HSS rectangulares	b/t		
	Alas de perfiles "I" encajonados, y secciones cajón armadas	b/t	$0.55 \sqrt{E/F_y}^{[b]}$	
	Placas laterales de secciones laminadas "I" encajonadas y paredes de perfiles armados encajonados usados como arriostramientos diagonales	h/t		
	Almas de perfiles "I" armados o rolados usados para vigas o columnas ^[c]	h/ t _w		
	Placas laterales de secciones laminadas "I" encajonados usados como vigas o columnas	h/t	$2.45 \sqrt{E/F_y} (1 - 0.93 C_a)$ Para C _a > 0.125 $0.77 \sqrt{E/F_y} (2.93 - C_a)$ $\geq 1.49 \sqrt{E/F_y}$ donde: $C_a = \frac{P_u}{\phi_b P_y} (DFCR)$ $C_a = \frac{\Omega_b P_a}{P_y} (DRA)$	
	Almas de secciones cajón armadas usados como vigas o columnas	h/t		
	Almas de perfiles "I" rolados o armados usados como arriostramientos diagonales	h/ t _w	$1.49 \sqrt{E/F_y}$	
	Almas de secciones para pilotes "H"	h/ t _w	$0.94 \sqrt{E/F_y}$	
Paredes de HSS de sección circular	D/t	$0.038 E / F_y$		
(a) Para perfiles T de miembros sujetos a compresión, la máxima relación ancho-espesor para miembros con gran ductilidad, para el alma de la "T" puede ser incrementada a $0.38\sqrt{E/F_y}$ si se satisfacen las siguientes condiciones: (1) Pandeo en el miembro a compresión ocurre alrededor del plano del alma (2) La carga a compresión es transferida al final de la conexión, solo a la cara exterior del alma, de la T, dando como resultado una conexión excéntrica que reduzca los esfuerzos de compresión en la punta del alma de la T. (b) La máxima relación ancho-espesor de las alas de una viga "I" rolada y una viga cajón armada para las columnas en un Pórtico Especial a Momento no debe exceder $0.60 \sqrt{E/F_y}$ (c) Para las vigas "I" roladas usadas en sistemas PEM, donde C _a es menor o igual a 0.125, la máxima relación ancho-espesor h/t _w no debe exceder $2.45\sqrt{E/F_y}$.				

Figura 12. Relaciones máximas de ancho-espesor para miembros del sistema resistente a carga sísmica (continuación)

Utilizando esta tabla, se puede verificar, por ejemplo, que un perfil "I" puede ser utilizado como miembro de un pórtico de momento, si tanto, los patines como el alma cumplen lo siguiente:

$$b/t = b_f/2t_f \leq \lambda_{ps} = 0,30 \sqrt{E/F_y} \rightarrow \text{para los patines}$$

$$h/t_w \leq \lambda_{ps} = 2,45 \sqrt{E/F_y} (1 - 0,93C_a) \rightarrow \text{para el alma (asumiendo que } C_a < 0,125).$$

Si los dos límites anteriores se cumplen, entonces el perfil puede ser usado para el propósito. El mismo tipo de chequeo puede ser realizado para los otros tipos de secciones mostradas en la tabla.

3 Tipos de Sistemas Sismorresistentes Utilizados en Edificios de Acero Estructural

En el presente capítulo se muestran los distintos sistemas de resistencia a carga sísmica utilizados en el diseño de estructuras de acero, explicando los principios fundamentales de su funcionamiento. En particular, se hace referencia a cinco sistemas que son los mayormente utilizados en la construcción con acero estructural, resaltando sus bondades y sus limitaciones. Además de los sistemas aquí presentados, existen otros más que han sido desarrollados para resistir las acciones sísmicas. Sin embargo, los que se discuten a continuación son los más comunes.

3.1 Pórticos Resistentes a Momento

En un pórtico resistente a momento, o simplemente pórtico de momento, la conexión entre vigas y columnas es hecha con conexiones rígidas. La resistencia a cargas laterales se da por flexión y cortante en vigas y columnas, es decir, por acción de pórtico. La principal fuente de ductilidad proviene de la formación de nudos plásticos en las vigas. La

Figura 13 muestra un pórtico de momento sujeto a cargas sísmicas. Según se puede observar en la figura, la carga lateral forma nudos plásticos en las vigas, mientras que las columnas permanecen elásticas, excepto en la base del pórtico. De igual manera, las conexiones son lo suficientemente resistentes, de modo tal que su capacidad estructural no se ve afectada considerablemente.

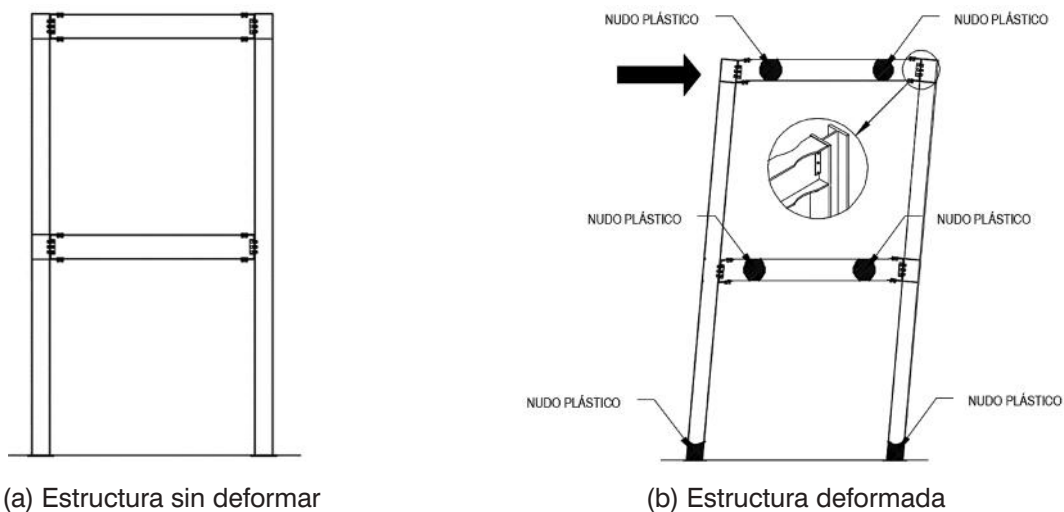


Figura 13. Comportamiento de un pórtico resistente a momento sometido a cargas sísmicas

En un pórtico de momento correctamente diseñado, los nudos plásticos solamente se forman en las vigas y de manera secuencial, como se describe en la Sección 2.3.3. Si se forman nudos plásticos en la base, la estructura se convierte en un mecanismo y se vuelve inestable, según se observa en la

Figura 13. El nivel de carga que provoca este tipo de configuración corresponde a la resistencia máxima de la estructura, mostrado como V_y en la Figura 10; sin embargo, como se muestra en la misma figura, la estructura se la diseña para una carga menor, V_s , por lo que a pesar de que en última instancia, se pueden llegar a formar nudos plásticos en la base del pórtico, en la práctica, esto no debe ocurrir.

Una de las maneras en las que se asegura la formación de los nudos plásticos en las vigas es a través de la inclusión de secciones de patín reducido, según se ve en la

Figura 13. El patín se corta con un radio de dimensiones controladas, para reducir la capacidad de resistir flexión en esa zona de la viga. El resultado es que el nudo plástico se forma, precisamente en esa locación y no en otra parte, de esta manera, el comportamiento dúctil del pórtico está asegurado.

Los parámetros que se deben tomar en cuenta para que un pórtico de momento tenga el comportamiento adecuado son los siguientes:

- Escoger los elementos del pórtico que disiparán la energía sísmica por deformación plástica. Esto equivale a escoger los lugares donde se formarán los nudos plásticos.
- Diseñar y detallar las regiones donde se formarán nudos plásticos para que puedan acomodar deformaciones considerables y que por el contrario, no ocurra un fallo por fractura del componente o por inestabilidad.
- Diseñar el resto de elementos y componentes del pórtico para que sean más resistentes que las regiones seleccionadas para que funcionen como fusibles.

El sistema de pórticos a momento es ampliamente usado para diseñar edificios en acero estructural. Sus principales ventajas son su versatilidad arquitectónica, ya que no hace falta colocar componentes estructurales que puedan causar obstrucciones, así como su alta ductilidad. Por otra parte, el principal limitante de este sistema es que tiene poca rigidez lateral, lo cual implica que sus derivas son mayores a las de otros sistemas. Por esta razón cuando se diseñan pórticos de momento, generalmente se verifica primero que la estructura cumpla con los límites de deriva establecidos y después que sus componentes tengan la resistencia adecuada. Si el pórtico presenta derivas menores que las admisibles, es muy probable que sus elementos también satisfagan los requisitos de resistencia.

En algunos casos, la utilización de pórticos de momento no solo cumple con los requisitos estructurales de sismorresistencia, sino que aporta efectivamente a la estética de los edificios, como se muestra en la Figura 14.



Figura 14. Edificio con pórticos de momento exteriores

3.2 Pórticos con Arriostramientos Concéntricos

Los pórticos con arriostramientos concéntricos son sistemas en los que elementos diagonales proveen la resistencia necesaria para soportar las cargas sísmicas. Como su nombre lo indica, estos arriostramientos son elementos que se juntan en un punto en común, lo que diferencia a este tipo de estructura de los pórticos con arriostramientos excéntricos, presentados en la Sección 3.3. La Figura 15 muestra varias configuraciones de este tipo de pórtico y el caso específico de un edificio en el que además de cumplir las funciones estructurales, los arriostramientos aportan a la estética del mismo. Según se observa en la figura, existen variantes al sistema que pueden ser implementados, dependiendo del caso específico que se esté diseñando, tomando en cuenta incluso, las consideraciones de tipo arquitectónico.

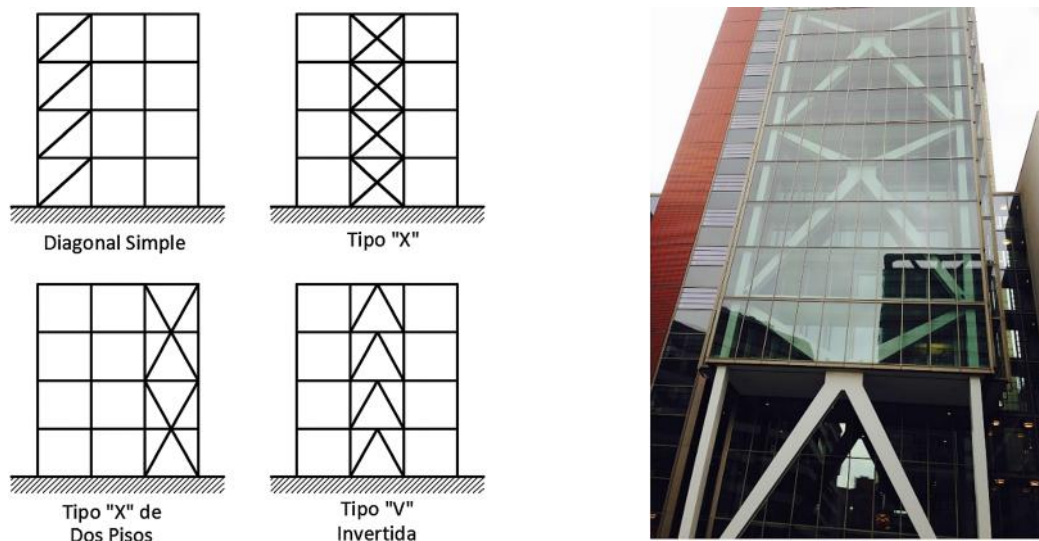


Figura 15. Tipos de pórticos con arriostramientos concéntricos

En los tipos de pórticos mostrados arriba, se ha colocado intencionalmente las riostras en diferentes vanos, con la intención de resaltar que el sistema de resistencia de carga lateral no necesariamente debe incluir a todos los vanos y tampoco está restringido a la colocación en una parte específica de la estructura.

El funcionamiento de un pórtico con arriostramientos concéntricos se lo ilustra en la Figura 16. Según se puede observar, las conexiones entre vigas y columnas se las puede diseñar para que funcionen como conexiones de cortante o tipo articulación.

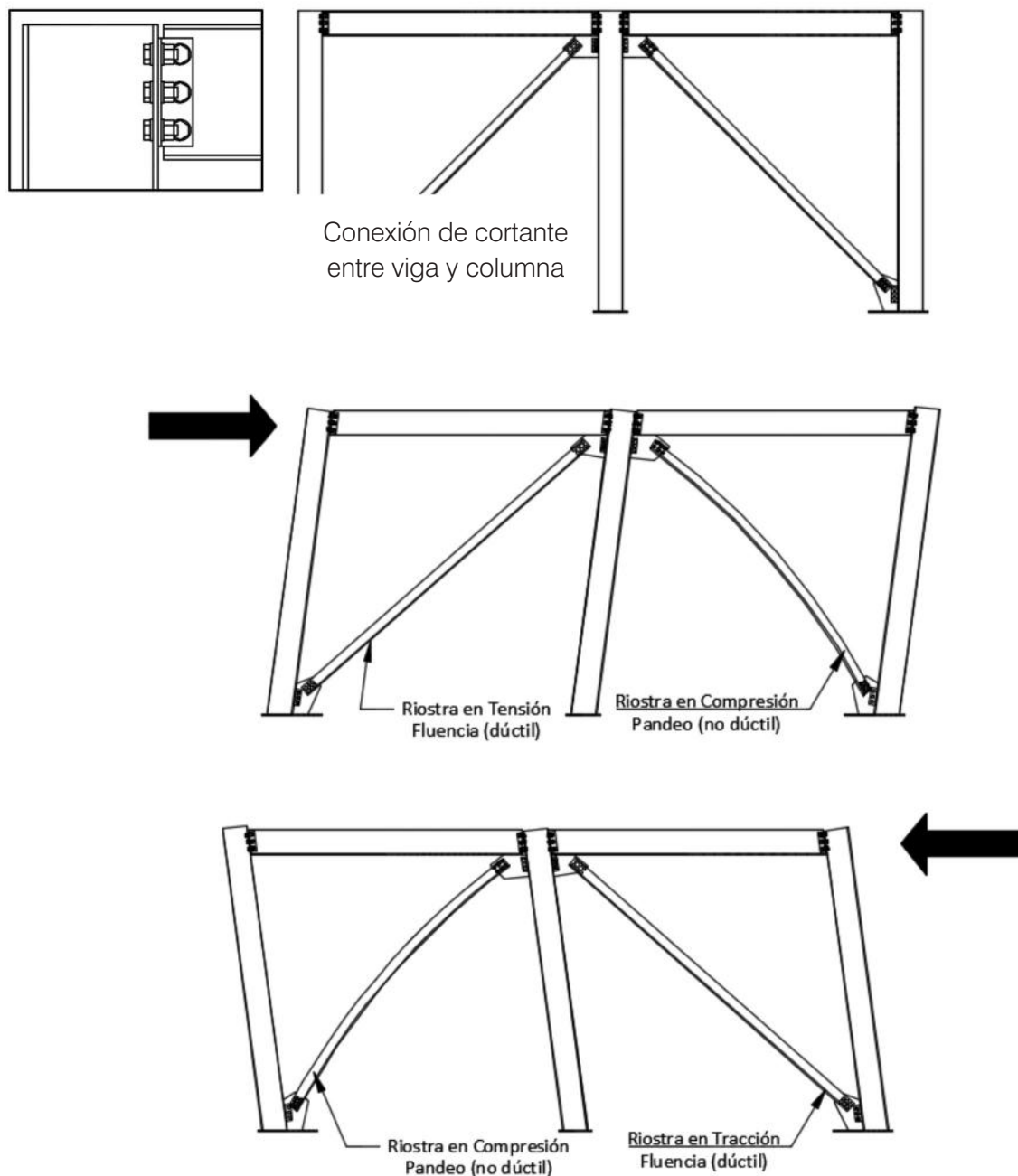


Figura 16. **Funcionamiento de un pórtico con arriostramientos excéntricos sometidos a un sismo**

Este tipo de sistema puede ser visto como una armadura. Cuando el sismo golpea a la estructura, la estabilidad de la misma depende de la resistencia del elemento sujeto a tracción. Debido a que generalmente las riostras son esbeltas, el elemento sujeto a compresión, patea con una carga menor. Sin embargo, al ser la carga sísmica de naturaleza bidireccional, cuando cambia de sentido, la riostra que estaba sujeta a tracción pasa a trabajar a compresión y viceversa. Así, durante un evento sísmico, las riostras están sujetas a una fluctuación de carga que debe ser considerada en el diseño. Es claro que, al depender completamente en la resistencia de los arriostramientos, éstos deben ser diseñados para disipar efectivamente la carga sísmica para que la estructura funcione de manera adecuada. En el caso de las vigas y columnas, éstas son diseñadas para que su comportamiento sea esencialmente elástico durante la actividad sísmica.

Los sistemas con arriostramientos concéntricos son muy efectivos resistiendo sismos, y dado a que se comportan como una armadura, tienen una alta rigidez lateral. Por esta razón y contrario al comportamiento de los pórticos de momento, en este tipo de estructuras es la resistencia de los arriostramientos lo que generalmente controla el diseño. Por tal motivo, cuando se diseña este tipo de sistema, en primer lugar, se dimensionan los arriostramientos y luego se chequea que las derivas estén dentro de los rangos permisibles. Si los arriostramientos cumplen con los requisitos de resistencia, probablemente el pórtico también cumpla con los límites de deriva.

La principal desventaja de este tipo de sistema es que tiene una menor versatilidad, desde el punto de vista arquitectónico. Sin embargo, cuando se utilizan este tipo de sistemas y los arriostramientos afectan el acceso a ciertas partes del edificio, se los coloca en la zona de ascensores y graderíos. En general, el sistema con arriostramientos concéntricos es muy eficiente para el diseño de estructuras sismorresistentes, razón por la cual es ampliamente utilizado en la construcción de estructuras de acero.

3.3 Pórticos con Arriostramientos Excéntricos

Los pórticos con arriostramientos excéntricos son sistemas con una particularidad: las líneas de eje entre arriostramientos, vigas y columnas no se intersecan. Este detalle hace que este tipo de pórtico se comporte de manera diferente a los pórticos con arriostramientos concéntricos. Según se muestra en la Figura 17, la característica principal de un pórtico con arriostramientos excéntricos es la excentricidad que existe entre el eje del arriostramiento y el punto de intersección del resto de elementos del pórtico. La sección de viga que queda delimitada por la excentricidad de la riostra y los otros componentes es el elemento que provee la ductilidad al sistema, que le permite disipar la energía sísmica efectivamente.

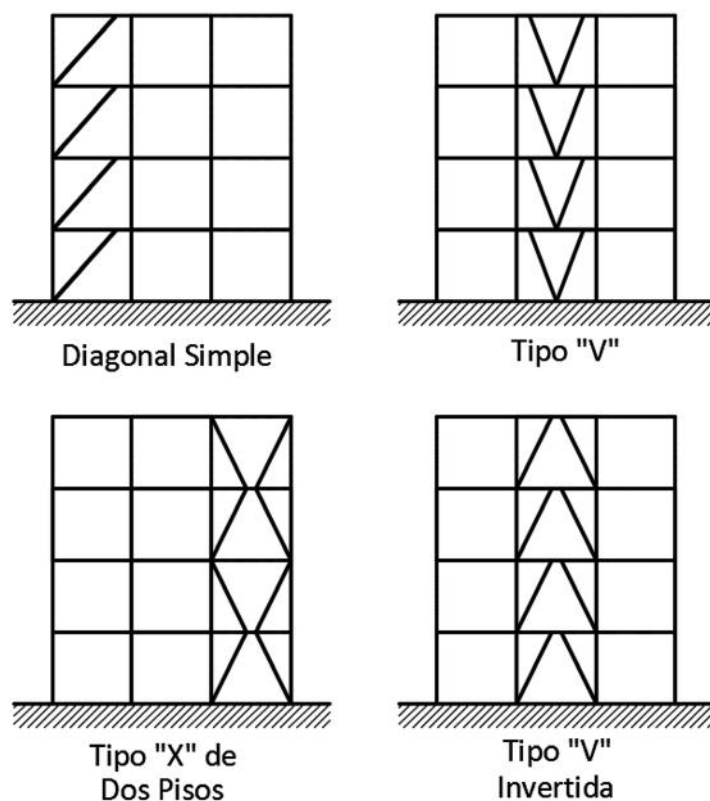


Figura 17. Tipos de pórticos con arriostramientos excéntricos

El comportamiento de un pórtico con arriostramientos excéntricos se muestra en la Figura 18. El segmento de viga entre los extremos de las riostras es el conector o "link" que provee la ductilidad al sistema. Cuando el sismo se presenta, el pórtico se mueve hacia la derecha, formando dos triángulos, cuyos elementos permanecen dentro del rango elástico; no así el conector, ya que éste experimenta deformaciones plásticas de consideración. El conector disipa energía sísmica por cortante, por flexión o por una combinación de los dos, lo cual depende de la longitud del mismo o, en otras palabras, de la excentricidad de la riostra. Sin embargo, en la mayoría de los casos, se diseña este componente con una excentricidad relativamente pequeña, para que funcione como un miembro cuya ductilidad proviene por deformaciones a cortante.

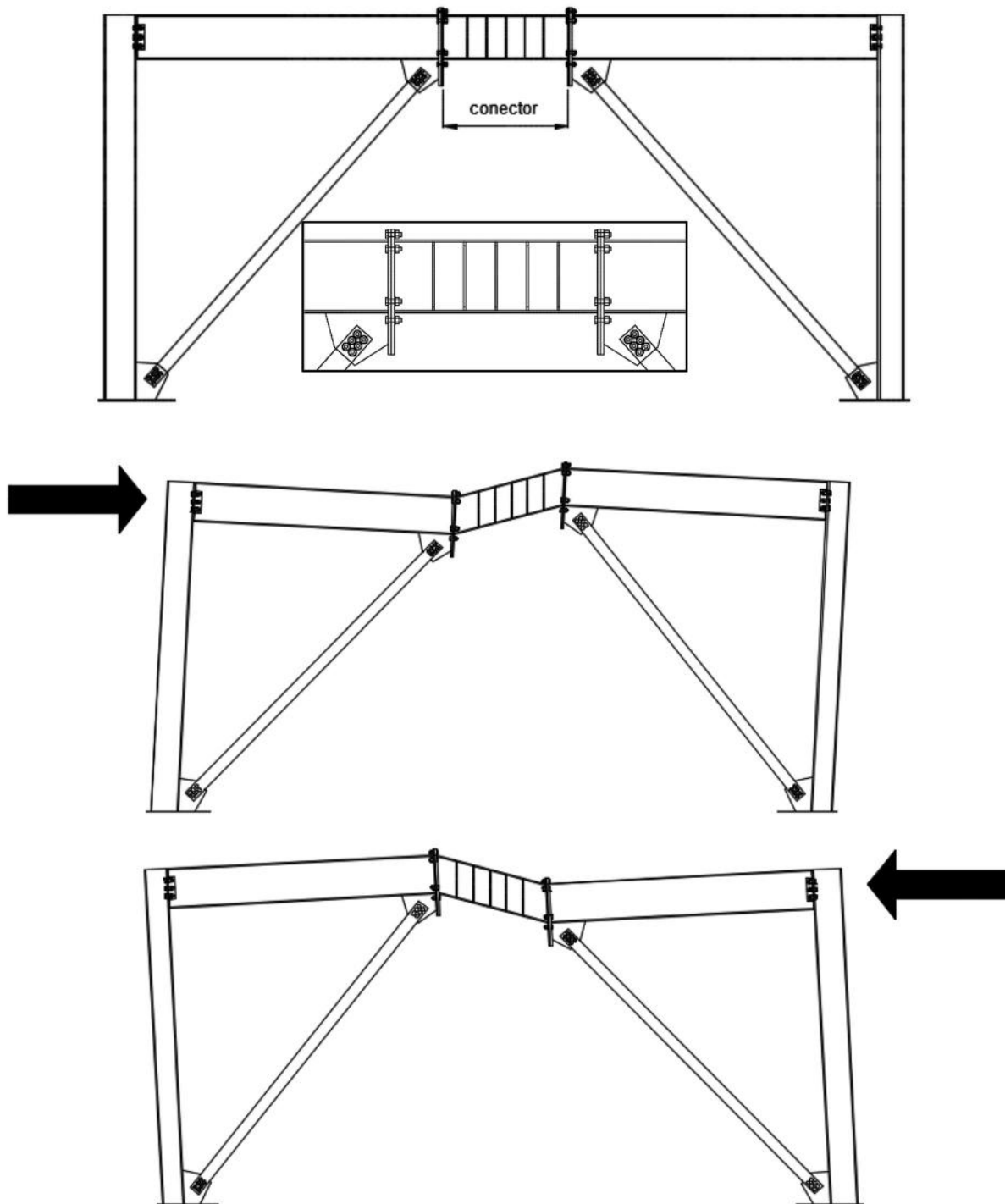


Figura 18. **Comportamiento de un pórtico con arriostramientos excéntricos ante un evento sísmico**

En este sistema, la carga lateral se resiste por una combinación de acción de pórtico y acción de armadura. Este tipo de sistema es un híbrido entre los pórticos resistentes a momento y los pórticos con riostras concéntricas. Esta combinación define la principal ventaja de los pórticos con arriostramientos excéntricos: proveen un alto grado de ductilidad y también, una alta rigidez lateral. Por otra

parte, la fabricación del conector tiene exigencias que deben ser meticulosamente controladas, en términos de calidad de soldaduras, diseño de las conexiones empernadas, entre otros.

3.4 Pórticos con Arriostramientos Resistentes al Pandeo

Los pórticos con arriostramientos resistentes al pandeo tienen el mismo comportamiento de los pórticos con arriostramientos concéntricos presentados en la sección 3.2, con la particularidad de que su estabilidad estructural no solo depende de las riostras sujetas a tracción, sino que aquellas sometidas a compresión, también aportan al sistema. En la Figura 16 se muestra que cuando actúa la carga sísmica, por acción de la armadura formada por las vigas, las columnas y los arriostramientos, uno de ellos trabaja a tracción y el otro a compresión. La limitación de este tipo de pórtico radica precisamente en que cuando pandean producto de la compresión, las riostras pierden su capacidad estructural y además se deforman considerablemente, para después pasar a trabajar en tracción, cuando la carga sísmica cambia de dirección. Esto produce un fenómeno conocido como “fatiga de bajo ciclaje”, mismo que puede producir la fractura de las riostras.

La Figura 19 muestra esquemáticamente el concepto detrás de la riostra resistente al pandeo, denominada en el idioma Inglés como *buckling restrained brace*, BRB. Según se puede ver, la riostra tiene un núcleo de acero que está cubierto por una camisa, que se rellena con un mortero. Entre el mortero y el núcleo de acero hay un material que permite que estos dos componentes no interactúen estructuralmente. Al estar confinado, el núcleo de acero no puede pandear y por lo tanto funciona como un elemento dúctil, que puede llegar a ser sometido al esfuerzo de fluencia. El núcleo se contrae y se expande, según el tipo de esfuerzo y sus propiedades en tracción son básicamente iguales a las de compresión.

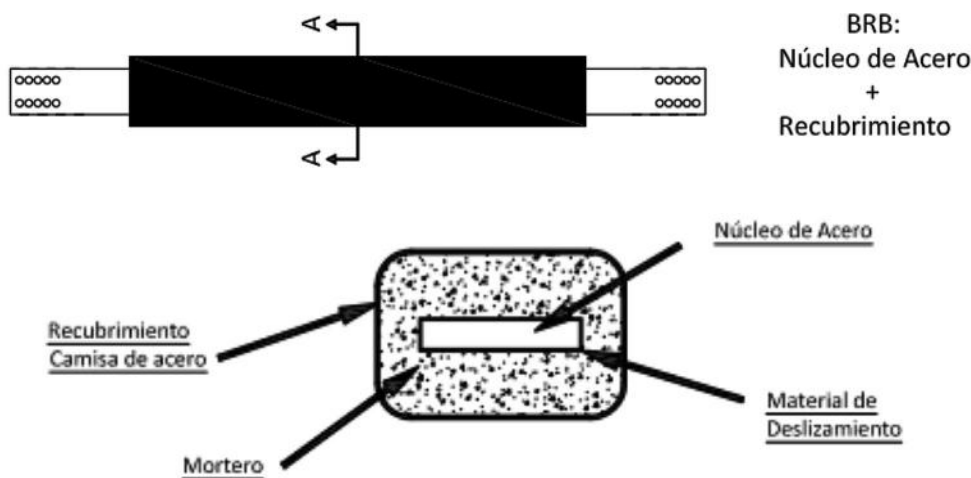


Figura 19. Representación esquemática de un arriostramiento resistente al pandeo

Este tipo de sistema es muy eficiente desde el punto de vista estructural. Sin embargo, su uso a nivel local todavía no es común. Por esta razón, este sistema no ha sido codificado dentro de la actual versión de NEC-SE-AC; de todas maneras, como ocurre con otros sistemas constructivos, es permisible diseñar estructuras de acero utilizando BRB's, considerando para el efecto, las provisiones de AISC 341-10 y las recomendaciones quien manufactura las riostras.

3.5 Pórticos de Paredes de Cortante con Placa de Acero

La pared de cortante con placa de acero es otro sistema utilizado para resistir las cargas sísmicas. Según se ilustra en la Figura 20, una placa de acero se suelda a las columnas y vigas del pórtico. Ante las cargas sísmicas, la estructura se deforma lateralmente, provocando esfuerzos de tracción en la placa.

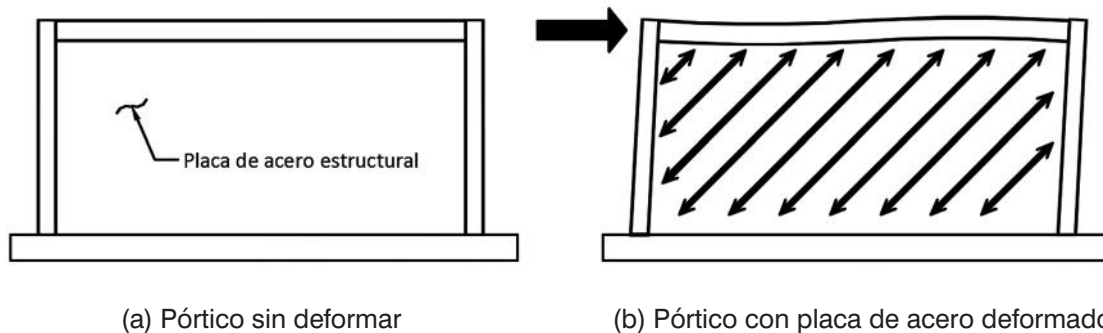


Figura 20. Pórtico con placa de acero

El comportamiento de este tipo de sistema es muy similar al de una viga tipo "I", en un puente de acero. En este caso, la placa de acero cumple las funciones del alma en la viga "I", cuando ésta trabaja en cortante. De igual manera, la viga del pórtico funciona de manera similar a los rigidizadores transversales en la viga del puente. La ductilidad en este tipo de pórticos está dada por la fluencia de la placa, cuando desarrolla los esfuerzos de tracción diagonales, producto de la carga lateral.

Este sistema no ha sido codificado en la versión actual de NEC-SE-AC, principalmente porque que económicamente es más costoso que un muro de cortante de hormigón reforzado. Sin embargo, su implementación puede llevarse a cabo siguiendo las provisiones de AISC 341-10.

3.6 Consideraciones de Ductilidad

En las secciones anteriores se ha hecho énfasis en la importancia de proveer ductilidad al sistema de resistencia de carga sísmica. Todos los tipos de pórticos mostrados tienen un método diferente de resistencia a la carga lateral, mismo que está basado en su capacidad de disipar energía a través de la deformación plástica de ciertos componentes. Por tal razón es primordial llevar a cabo el control adecuado tanto en diseño, como en construcción para asegurarse que ante un evento sísmico, la estructura va a responder de la manera esperada. Sin embargo, este comportamiento no siempre se lo alcanza por diferentes motivos. Como se muestra en la Figura 21, el posicionamiento incorrecto del rigidizador en el un caso, o la soldadura de una placa de conexión justo en la zona del patín reducido, hará que la estructura se comporte de una manera inadecuada.



(a) Rigidizador soldado en la sección reducida



(b) Placa de conexión soldada en la sección reducida

Figura 21. Ejemplos de sistemas de resistencia a carga sísmica detallados incorrectamente

En los casos mostrados, los pórticos de momento al que corresponden las vigas de la figura no serán capaces de desarrollar los nudos plásticos en las zonas mentalizadas para aquello, sino que probablemente el sismo deformará plásticamente las columnas, o peor aún, hará que fallen las conexiones del pórtico, lo cual puede tener consecuencias catastróficas. Por esta razón, es importante concientizar a diseñadores, fabricantes, soldadores, fiscalizadores y en general, a todas las partes involucradas en el proceso de construcción de un edificio de acero estructural, de la importancia de ejecutar las labores con responsabilidad, sabiendo que los errores que se comenten, pueden resultar incluso, en el colapso del edificio. Así mismo, es muy importante que los ingenieros estructurales sean conscientes de que en materia de sismorresistencia, solo se puede diseñar lo que la profesión ha demostrado tiene un comportamiento adecuado. Los tipos de sistemas mostrados en este capítulo, varios de los cuales constan en NEC-SE-AC y otros cuyas provisiones constan en AISC 341-10, han sido validados con sustancial evidencia experimental y analítica para comprobar sus propiedades sismorresistentes. No es admisible diseñar y construir sistemas que pueden parecer más viables por el hecho de que sean de fácil construcción, o resulten más económicos, simplemente porque no han sido sometidos a las evaluaciones del caso y por lo tanto, se desconoce su comportamiento estructural. Por otra parte, si bien errores como los mostrados en la Figura 21 probablemente son imputables al diseñador, el fabricante está en la obligación de señalar y advertir del hecho a las partes implicadas, para tomar los correctivos del caso. No es suficiente con limitarse a fabricar lo que los planos de diseño muestran, especialmente, si el error ha sido detectado. Solo las buenas prácticas de diseño y de construcción permiten erigir estructuras seguras y que podrán disipar los efectos de sismos de consideración de la manera esperada. En el caso de las estructuras de acero, esto equivale a decir que se cuenta con estructuras diseñadas y construidas con sistemas validados y capaces de desarrollar alta ductilidad.

4 Diseño de Pórticos Especiales Resistentes a Momento según NEC-SE-AC

4.1 Introducción

Este capítulo describe el procedimiento a seguirse para diseñar uno de los varios sistemas sismorresistentes incluidos en NEC-SE-AC: el sistema de pórticos especiales resistentes a momento. En este capítulo se muestran los chequeos que se deben hacer al diseñar los componentes estructurales de este tipo de pórtico, debido a que es el de mayor uso en el medio local. Los contenidos no ahondan en cálculos específicos, dado que ese no es el objetivo del presente capítulo, sino que describen los estados límite a considerarse para dimensionar los componentes de un pórtico de estas características. Así mismo, con el afán de simplificar la discusión, no se incluye la descripción de la nomenclatura, dado que el lector puede referirse a NEC-SE-AC para encontrar la definición de un término.

4.2 Procedimiento para Diseño de Pórticos Especiales Resistentes a Momento

El siguiente es el procedimiento sugerido para el diseño de pórticos especiales resistentes a momento detallados en NEC-SE-AC, sección 8.1, una vez conocidas las fuerzas internas producidas por los diferentes tipos de cargas (ver la Figura 2). Se debe resaltar que este procedimiento es de carácter general y no contempla las variaciones que pueden existir en el diseño de una estructura para un proyecto específico. De igual manera, el procedimiento no es necesariamente secuencial, sino que ilustra todos los pasos a considerarse en el diseño de este tipo de estructura.

Procedimiento:

- Chequear los requisitos de deriva y de estabilidad lateral.
 - Comparar que las derivas calculadas en el análisis estructural sean menores que el límite admisible de 0,02 veces la altura del piso, obtenido de NEC-SE-DS.
 - Chequear el parámetro de estabilidad, θ .
- Determinar la resistencia probable en fluencia y en fractura para los materiales utilizado en el diseño del pórtico (NEC-SE-AC, sección 5).
- Verificar que se cumplan las relaciones de esbeltez local de cada miembro que conforma parte del sistema de resistencia a carga lateral (NEC-SE-AC, sección 6).
- Dimensionar las columnas para que resistan las cargas sísmicas y las cargas gravitacionales, según la combinación de carga correspondiente.
 - Determinar la resistencia de diseño a la compresión, a la flexión y al cortante de acuerdo a los Capítulos E, F y G de AISC 360-10, respectivamente y comparar los valores con la resistencia requerida, obtenida del análisis estructural.
 - Chequear también la ecuación de interacción que aplique, de acuerdo al Capítulo H de AISC 360-10.
- Dimensionar las vigas del pórtico.

- Si se utiliza un perfil tipo “I” con sección de patines reducidos, seguir el procedimiento presentado en NEC-SE-AC, sección 9.4 para determinar la geometría de la sección.
- Calcular el espaciamiento máximo entre arriostramientos laterales para la viga, L_b , de acuerdo a NEC-SE-AC, sección 6.2.
- Determinar la resistencia de diseño para flexión de acuerdo al Capítulo F de AISC 360-10 para la viga en: La cara de la columna y en el centro de la sección reducida.
- Comparar la resistencia de diseño a flexión a la resistencia requerida en estos dos puntos y verificar que se cumple con los requerimientos. NEC-SE-AC, sección 9.4 provee los lineamientos para llevar a cabo este chequeo.
- Calcular la resistencia de diseño a cortante de acuerdo al Capítulo G de AISC 360-10 y compararla con la resistencia requerida en la cara de la columna. NEC-SE-AC, sección 9.4 provee los lineamientos para llevar a cabo este chequeo.
- De ser requerido, dimensionar los arriostramientos laterales para la viga, de acuerdo a NEC-SE-AC, sección 6.2. En varias situaciones, esto no es necesario, dado que las vigas secundarias tienen la rigidez suficiente y están espaciadas de modo conveniente para proveer apoyo lateral a la viga del pórtico de momento.
- Dimensionar la conexión entre viga y columna. El concepto fundamental en el diseño de la conexión entre viga y columna es que su resistencia sea mayor que la resistencia de la sección reducida en la viga. Con esto, se asegura que el nudo plástico se formará en la viga y no se producirá un fallo en la conexión.
 - Sea que se diseñe con conexiones empernadas o con conexiones soldadas, se debe observar los requerimientos establecidos en NEC-SE-AC, sección 9. La determinación de la resistencia de diseño “unitaria” de pernos y soldaduras, se puede realizar de acuerdo a los procedimientos del Capítulo J de AISC 360-10.
 - Se debe determinar la necesidad de incluir placas de continuidad (o rigidizadores) entre los patines de la columna, de acuerdo a los requerimientos de NEC-SE-AC, sección 9.2.
 - Para el chequeo de la resistencia de la zona del panel, en el alma de la columna, se deben seguir los lineamientos de NEC-SE-AC, sección 8.1.

El Capítulo 5 muestra paso a paso la implementación de este procedimiento en el diseño de los componentes de un pórtico resistente a momento.

5 Ejemplos de Diseño

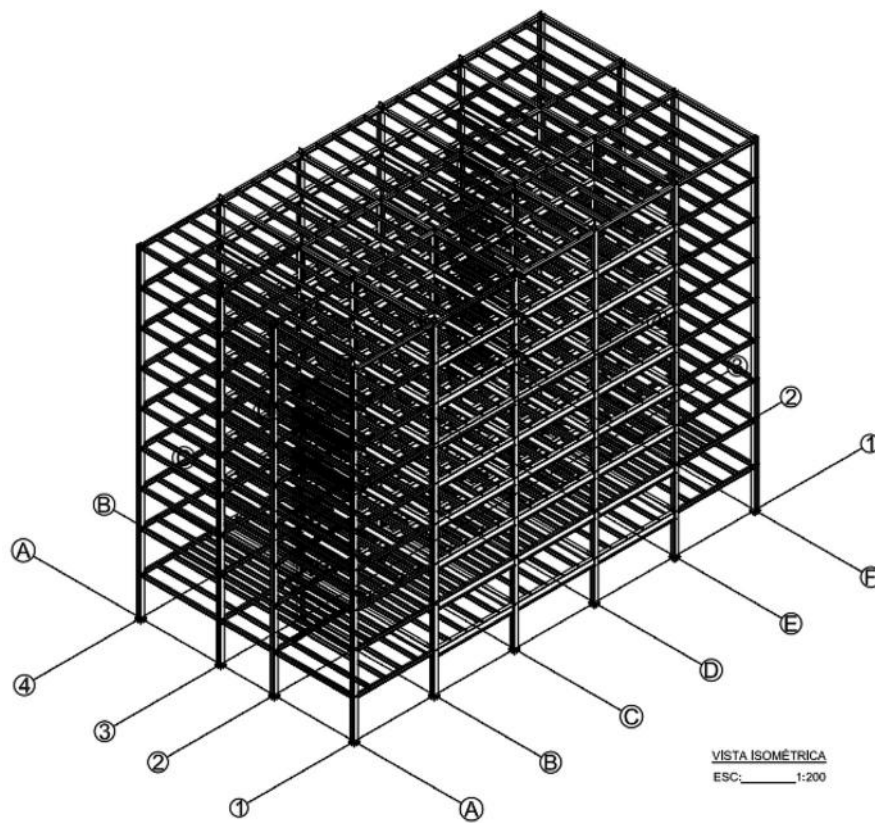
Los capítulos anteriores tratan sobre la filosofía de diseño implementada en NEC-SE-AC, así como los tópicos referentes al diseño de los distintos tipos de sistemas de resistencia de carga lateral considerados en la misma. Este capítulo presenta ejemplos de diseño de varios componentes en una estructura de acero para un edificio. La intención es mostrar ejemplos prácticos de la implementación

de los criterios de diseño de NEC-SE-AC, que puedan servir como referencia para quienes ejercen la profesión de ingeniero estructural, o en los centros de estudio, para la formación de estudiantes de ingeniería. Los ejemplos se limitan a mostrar el diseño de los componentes estructurales sismorresistentes de un edificio de acero. Los métodos de análisis y la determinación de fuerzas internas no se incluyen, dado que estos tópicos se cubren en otras guías de diseño que acompañan a la presente.

5.1 Descripción del Edificio Considerado para los Ejemplos de Diseño

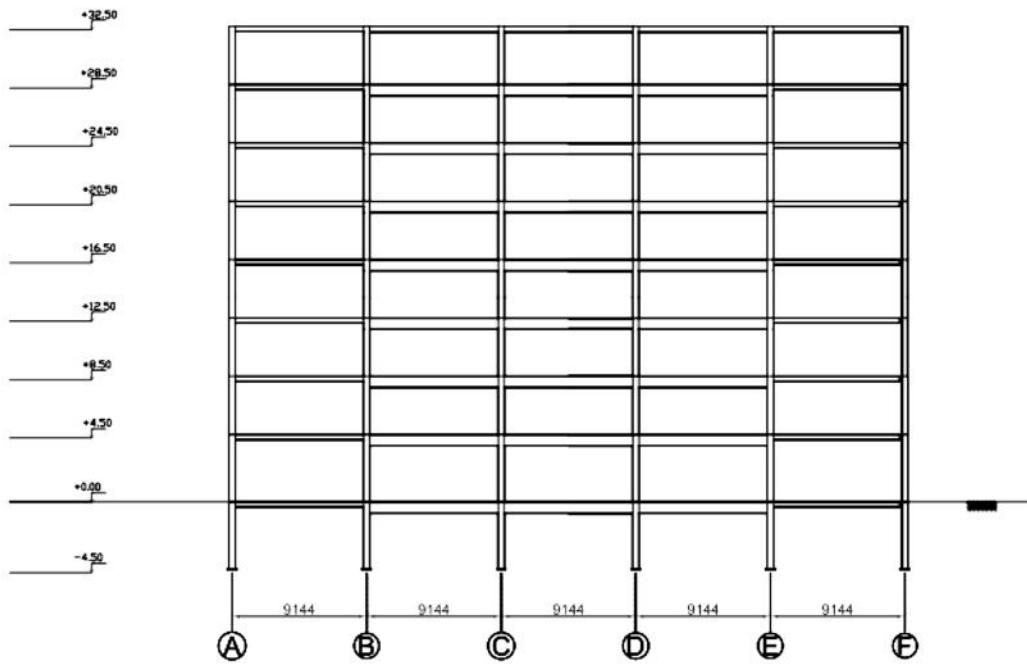
La estructura considerada para los ejemplos de diseño, está localizada en la ciudad de Quito, en la provincia de Pichincha, en una zona cercana al parque “La Carolina”. Para esta ubicación se considerará un tipo de perfil de suelo “D”, cuya definición consta en la Sección 3.2.1 de la NEC-SE-DS. Quito pertenece a una zonificación sísmica V (cinco), donde el factor de zona, Z , es igual a 0,4. Los propietarios del edificio tienen planificado usarlo para una clínica de salud; por lo tanto, la estructura corresponde a la categoría de “edificaciones esenciales”, de acuerdo a NEC-SE-DS.

La estructura tiene nueve plantas, distribuidas en ocho pisos sobre el nivel del suelo, más un subsuelo. El subsuelo y la primera planta tienen una altura de entrepiso de 4.5 metros, mientras que la segunda hasta la octava planta tienen una altura de entrepiso de 4 metros. Estas alturas dan el espacio suficiente para colocar instalaciones eléctricas, sanitarias, de aire acondicionado, entre otras. La altura total de la estructura, medida desde el nivel de la placa de anclaje es de 37 metros. La Figura 22 muestra la estructura en isometría, la Figura 23 incluye la vista de elevación y de planta de un piso típico.



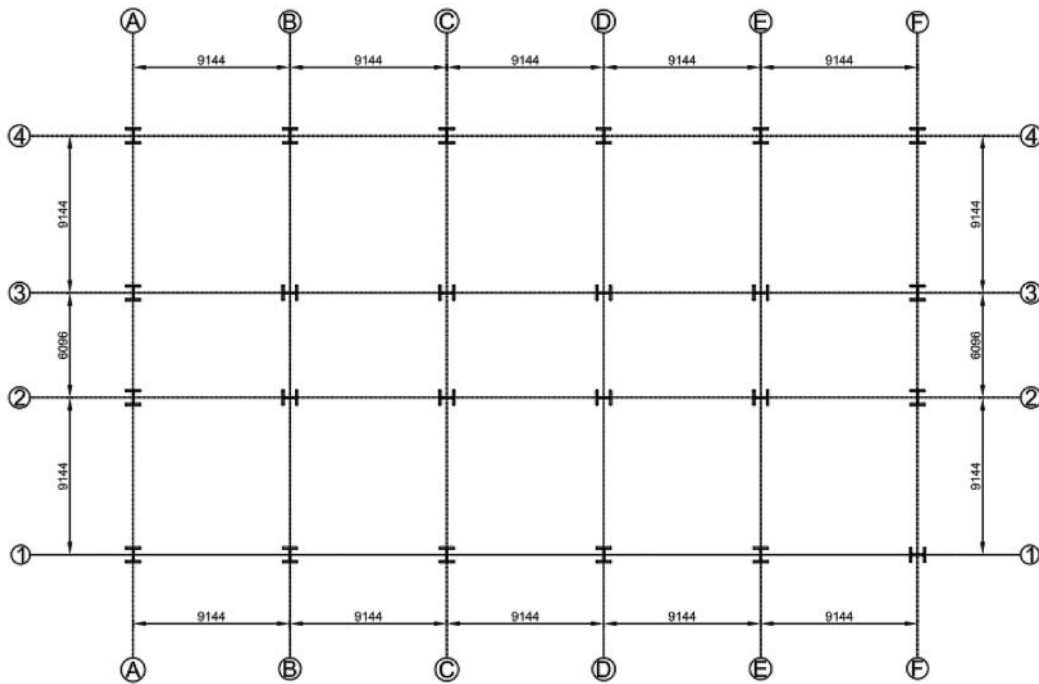
(a) Vista isométrica

Figura 22 Estructura considerada para los ejemplos de diseño



VISTA FRONTAL
ESC: 1:200

(a) Vista en elevación



DISTRIBUCIÓN DE COLUMNAS
ESC: 1:150

(b) Vista en planta de un piso tipo

Figura 23. Estructura considerada para los ejemplos de diseño (continuación)

En la Figura 24 se puede observar la configuración de los pórticos que van a resistir cargas sísmicas y los pórticos que van a soportar únicamente cargas gravitatorias. En este caso, se ha decidido utilizar pórticos especiales de momento, como sistema resistente a la carga sísmica. La distribución de los pórticos es simétrica, de esta manera se trata de minimizar fenómenos de torsión accidental.

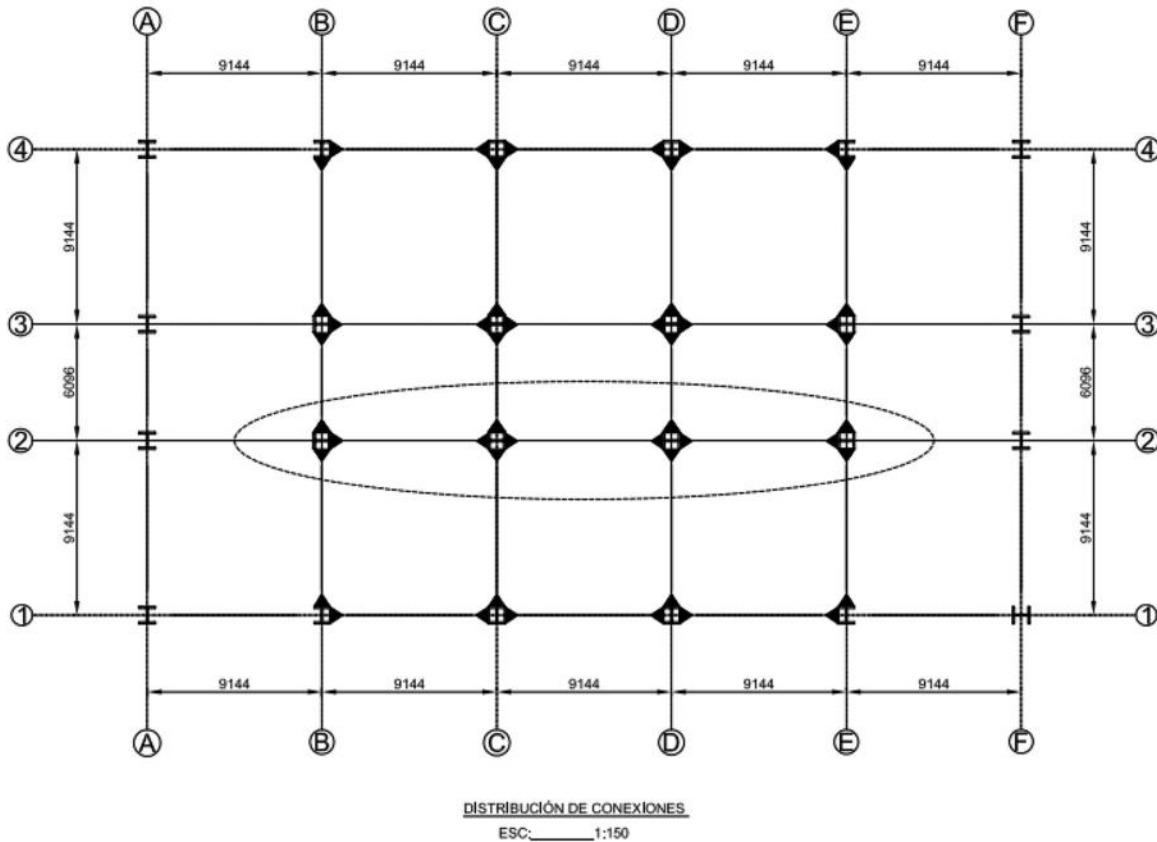
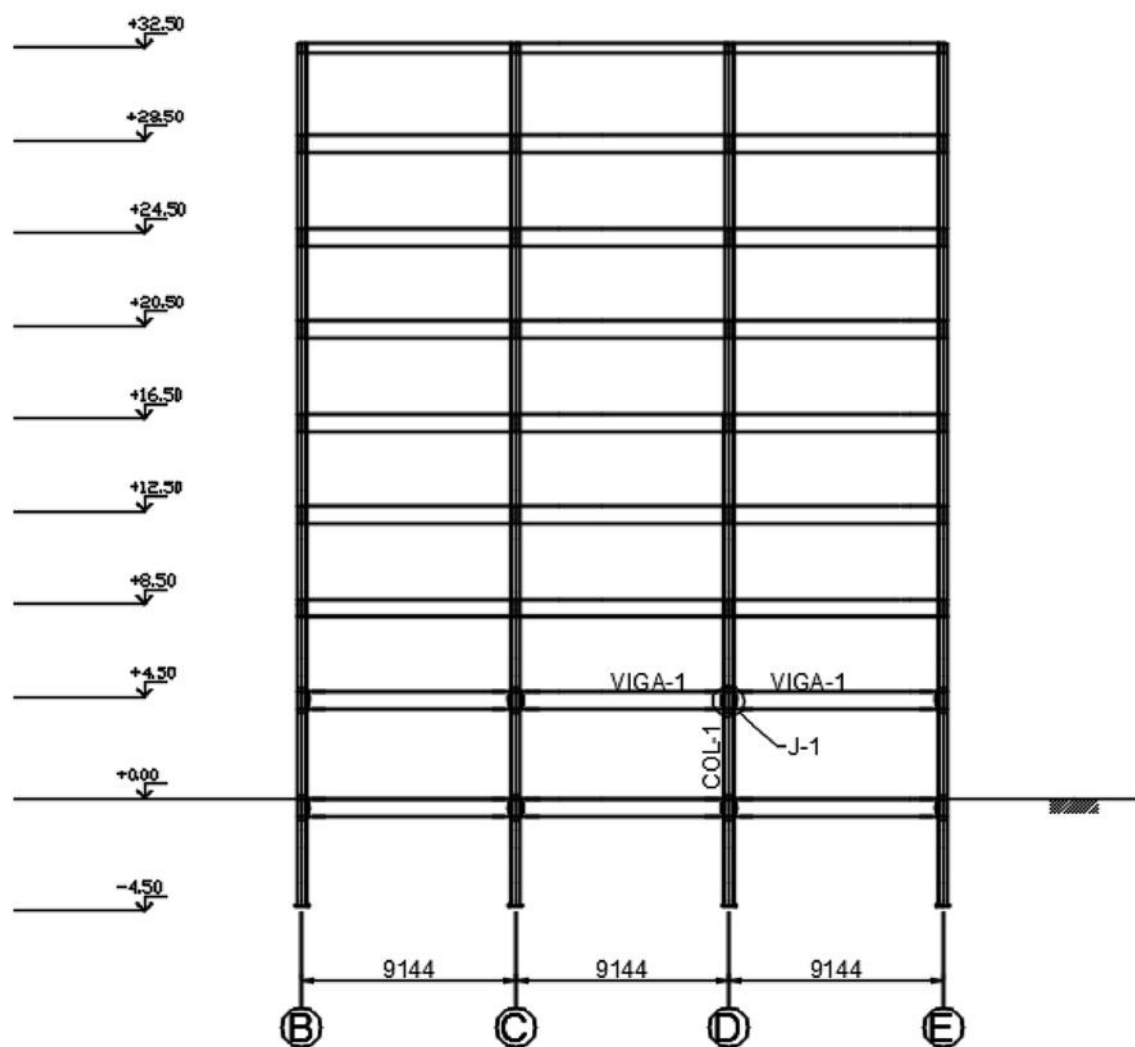


Figura 24. **Vista en planta del pórtico resistente a momento**

El pórtico que se va a desarrollar en este ejemplo de diseño, es aquel que está señalado con líneas entrecortadas. La Figura 24 ilustra las conexiones a momento pertenecientes a juntas viga-columna de los pórticos resistentes a cargas sísmicas.

La Figura 25 muestra una vista en elevación del pórtico resistente a cargas sísmicas seleccionado. Este es el pórtico a partir del cual se obtendrán resultados del análisis estructural para el diseño de los componentes estructurales del ejemplo. La viga, columna y junta a diseñar están designadas con los nombres "VIGA-1", "COL-1", y "J-1" respectivamente. Al margen izquierdo se detallan las cotas de los niveles para cada planta, mientras que en la parte inferior de la figura se detalla la distancia entre columnas.



VISTA FRONTAL
 ESC: _____ 1:200

Figura 25. Elevación del pórtico considerado para diseño

5.2 Ejemplo de Diseño de un Pórtico Resistente a Momento y sus Componentes

En el siguiente ejemplo se ilustrará el diseño de un pórtico especial a momento (PEM) basado en NEC-SE-AC y construido con acero estructural ASTM A572 Gr. 50. Se investigará el pórtico que se muestra en las figuras Figura 24 y Figura 25.

Las cargas no sísmicas se extraen de las secciones 4.1 y 4.2 de NEC-SE-CG, para carga muerta y carga viva respectivamente. Los valores son los siguientes:

$$D_{entrepiso} = 3.06 \left[\frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \right]$$

$$D_{cubierta} = 2.15 \left[\frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \right]$$

$$L_{entrepiso} = 2.90 \left[\frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \right] \text{ en salas de quirófanos}$$

$$L_{entrepiso} = 4.00 \left[\frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \right] \text{ en corredores}$$

$$L_{cubierta} = 0.70 \left[\frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \right]$$

Para el cálculo de carga muerta se tomó en cuenta los siguientes componentes: una placa colaborante de acero o “deck” metálico de 0,75 [mm] de espesor, una losa de hormigón de 50 milímetros de espesor, medidos por sobre la cresta del “deck”, cuya resistencia de diseño a la compresión es de $f'c=24$ [MPa], cerámica como piso terminado, instalaciones eléctricas, instalaciones sanitarias, y finalmente el peso propio de los componentes estructurales de acero. Se debe mencionar que en este ejemplo, solo se han considerado cargas muertas y vivas para la determinación de las cargas gravitacionales; sin embargo, dependiendo del proyecto, otros tipos de cargas también deberán ser incluidos.

Para la implementación de los criterios de diseño sismorresistente, de acuerdo a NEC-SE-DS, los siguientes factores son aplicables:

Tabla 2. Factores de diseño sismorresistente para la estructura considerada	
Factor de Zona Z	0.4
Factor de importancia, I	1.5
Tipo de perfil de suelo	D
Coefficiente de modificación de respuesta, R	8
Factor de Sobrerresistencia, Ω_o	3
Factor de amplificación de deflexiones, C_d	5.5
Factor de redundancia p	1.3
S_{DS}	1.08g

En la Figura 26 se muestra el espectro elástico para diseño sismorresistente, el cual se obtiene, utilizando los criterios de NEC-SE-DS, sección 3.3.1, considerando los factores de amplificación del suelo $F_a = 1.2$, $F_d = 1.19$, $F_s = 1.28$ y el factor de zona sísmica $Z=0.4$. El periodo de retorno de diseño es de 475 años.

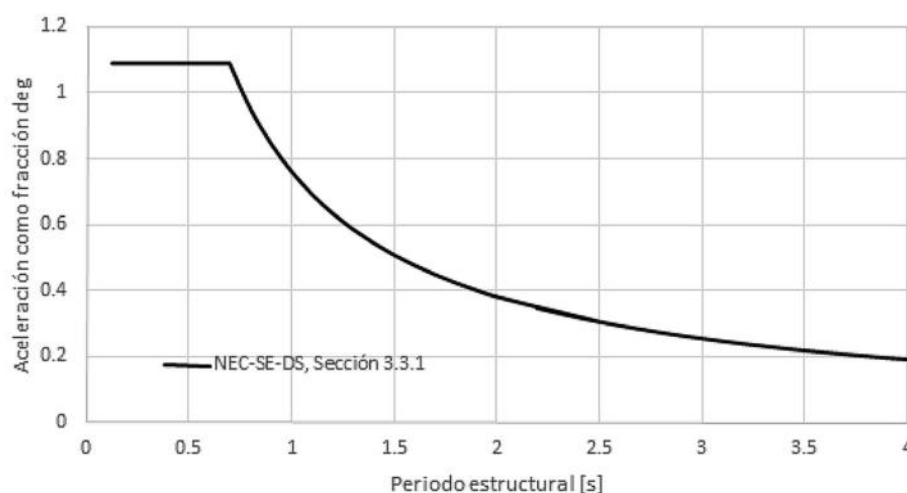


Figura 26. **Espectro elástico de diseño para la ubicación de la estructura considerada; Tr=475años**

El cálculo y la distribución de fuerzas laterales no se muestran en esta guía, estos tópicos se cubren en otras guías de diseño que acompañan a la presente. Para estos ejemplos de diseño, los componentes de acero del pórtico resistente a momento son del tipo ASTM A572 Gr.50.

5.2.1 Chequeo de Derivas y Estabilidad Estructural

En esta sección se determina si el pórtico investigado, mostrado en la Figura 25, satisface los requerimientos de deriva y estabilidad de NEC-SE-AC, basado en las cargas anteriormente mencionadas.

Chequeo de Derivas

El cortante basal, V_x , es 3226.86 [KN]. A partir de un análisis elástico de la estructura, considerando esta carga e incluyendo los efectos de segundo orden, se obtuvo las derivas de entrepiso entre todos los niveles. Por otro lado, el tipo de conexión precalificada que se usará en este ejemplo para la conexión viga-columna es la Conexión con Viga de Sección Reducida, CVSR. El destaje practicado en los patines reduce la rigidez de la viga, por lo que, de acuerdo a NEC-SE-AC, sección 4.2, se debe incrementar las derivas de piso en un 8%. La Tabla 3 muestra el cálculo de estos valores.

Tabla 3. **Valores de desplazamiento lateral δ_{xe} y derivas de piso elásticas Δ_ϵ , Δ_{VSR}**

Desplazamiento δ_{xe} [mm]		$\Delta_\epsilon = \delta_{xe} - \delta_{(x-1)e}$ [mm]	$\Delta_{VSR} = 1.08 \Delta_\epsilon$ [mm]
δ_{0e}	0.00	-	-
δ_{1e}	12.22	12.22	13.19
δ_{2e}	23.42	11.20	12.10
δ_{3e}	34.42	11.00	11.88
δ_{4e}	44.55	10.13	10.95
δ_{5e}	53.85	9.30	10.04
δ_{6e}	61.49	7.65	8.26
δ_{7e}	67.72	6.22	6.72
δ_{8e}	72.26	4.55	4.91

El valor máximo ocurre entre el primer piso y la planta baja, con un valor de 13.19mm. La deriva de piso de diseño se calcula con la siguiente ecuación:

$$\Delta = \frac{C_d \delta_{xe}}{I}$$

$$\Delta = \frac{5.5(13.19)}{1.5} = 48.36[\text{mm}]$$

La máxima deriva de piso permitida se calcula como sigue:

$$\Delta_a = \frac{0.020h_{sx}}{\rho}$$

$$\Delta_a = \frac{0.020(4500)}{1.3} = 69.23[\text{mm}]$$

$$\text{Entonces, } \Delta_a > \Delta = 48.36[\text{mm}].$$

Por lo tanto, el pórtico satisface el límite de derivas de piso.

Chequeo de Estabilidad Estructural

ASCE 7-10, sección 12.8.7 provee un método para la evaluación de los efectos , en pórticos resistentes a momento, basado en el coeficiente de estabilidad estructural , el cual debe ser chequeado para cada piso. El mismo se calcula con la siguiente ecuación

$$\theta = \frac{P_x \Delta I}{V_x h_{sx} C_d}$$

Donde,

P_x = carga vertical total para un piso

h_{sx} = altura de entrepiso

ASCE 7-10 no especifica los factores de carga que deben ser usados en las cargas gravitacionales para el cálculo de P_x ; excepto en la sección 12.8.7, en donde se menciona que ningún factor de carga individual puede exceder el valor de 1.0. Esto significa que, para este ejemplo, de acuerdo a ASCE 7-10, la combinación de carga tendrá un factor para carga muerta de 1.0 y, cuando la carga viva interactúa de manera simultánea con la carga muerta, se incluirá un factor de 0.5 para la misma. Para fines de ilustración de este ejemplo, se realizarán los cálculos para el primer piso; mientras que para el resto de pisos se muestran los resultados en la Tabla 4. El cálculo de las cargas se muestra a continuación:

$$A_{\text{piso}} = (6.096)(9.144) = 1114.84 [m^2]$$

$$D_{\text{piso}} = (3.06)(1114.84) = 3411.4 [KN]$$

$$D_{\text{cubierta}} = (2.15)(1114.84) = 2396.89 [KN]$$

$$L_{\text{piso}} = (2.9)(1114.84) = 3233.03 [KN]$$

$$L_{\text{cubierta}} = (0.7)(1114.84) = 780.39 [KN]$$

Entonces,

$$P_x = 1.0D + 0.5L$$

$$P_1 = 1.0[(3411.4)(7) + 2396.89] + 0.5[(3233.03)(7) + 780.39]$$

$$P_1 = 38074.29 [KN]$$

$$V_x = 3896.25 [KN]$$

Entonces,

$$\theta = \frac{(38074.29KN)(48.38mm)(1.5)}{(3896.25KN)(4572mm)(5.50)} = 0.028 [rad]$$

$$\frac{\theta}{\theta+1} = 0.027 [rad]$$

De acuerdo a ASCE 7-10 el valor máximo de θ se calcula con la siguiente ecuación.

$$\theta_{max} = \frac{0.5}{\beta C_d}$$

Donde:

β es la razón entre la demanda de cortante y la capacidad de cortante del nivel que está siendo analizado. De manera conservadora se tomará un valor de 1. Así,

$$\theta_{max} = \frac{0.5}{1(5.5)} = 0.091$$

y

$$\frac{\theta}{\theta+1} = 0.027 [rad] < \theta_{max} = 0.091 [rad]$$

Por lo tanto, el coeficiente de estabilidad ajustado satisface el máximo valor admisible.

Tabla 4 Chequeo de estabilidad para todos los pisos del pórtico resistente a momento

Piso	Δ [mm]	P_x [KN]	V_x [KN]	h_{sx} [mm]	θ [rad]	$\theta/(\theta+1)$ [rad]	θ_{max} [rad]	Chequeo
1	48.38	37982.48	3896.25	4572	0.028	0.027	0.091	Cumple
2	44.36	33033.56	3833.80	3962.4	0.026	0.026	0.091	Cumple
3	43.55	27992.84	3689.01	3962.4	0.023	0.022	0.091	Cumple
4	40.13	22952.11	3449.47	3962.4	0.018	0.018	0.091	Cumple
5	36.81	17911.39	3105.93	3962.4	0.015	0.014	0.091	Cumple
6	30.28	12870.66	2650.92	3962.4	0.010	0.010	0.091	Cumple
7	24.64	7829.94	2092.49	3962.4	0.006	0.006	0.091	Cumple
8	18.00	2789.21	701.75	3962.4	0.005	0.005	0.091	Cumple

En conclusión, el pórtico resistente a momento del ejemplo considerado, cumple con las derivas de piso permitidas y los requerimientos de estabilidad para carga sísmica.

5.2.2 Diseño de una Columna en el Pórtico Resistente a Momento

En esta sección se determina si la columna Col-1, mostrada en la Figura 25, resiste las cargas solicitadas. La combinación de carga dominante para la resistencia axial de la columna Col-1 es la Combinación de Carga 2, mostrada en NEC-SE-CG, sección 3.4.3:

$$P_u = 1.2D + 1.6L + 0.5L_r$$

$$P_u = 4075 \text{ [KN]}$$

La combinación de carga dominante para resistencia cortante de la columna Col-1 es la Combinación de Carga 5, mostrada en NEC-SE-CG, sección 3.4.3:

$$V_u = (1.2 + 0.2S_{DS})D + \rho E + L + 0.2S$$

$$V_u = -271.4 \text{ [KN]}$$

Para el chequeo de flexo-compresión, la combinación de carga correspondiente es la Combinación de Carga 5, mostrada en NEC-SE-CG, sección 3.4.3:

$$P_u = (1.2 + 0.2S_{DS})D + \rho E + L + 0.2S$$

$$P_u = 3397.7 \text{ [KN]}$$

$$M_u = (1.2 + 0.2S_{DS})D + \rho E + L + 0.2S$$

$$M_{u-top} = 557.7 \text{ [KNm]}$$

$$M_{u-bot} = -683.3 \text{ [KNm]}$$

Las propiedades del material y la sección transversal de la columna se muestran en la Tabla 5:

Tabla 5. Propiedades del material y la sección del perfil utilizado para la columna		
Dimensión	Valor	Unidad
F_y	344.74	[MPa]
F_u	448.16	[MPa]
E	200.00	[GPa]
d	450	[mm]
t_w	40	[mm]
b_f	420	[mm]
t_f	60	[mm]
A	63200	[mm ²]
Z_x	1.09E+07	[mm ³]
Z_y	5.292E+06	[mm ³]
I_x	2.05E+09	[mm ⁴]
I_y	7.43E+08	[mm ⁴]
r_x	179.59	[mm]
r_y	108.05	[mm]
S_x	9.117E+06	[mm ³]
h/t_w	8.25	
$b_f/2t_f$	3.50	

Chequeo de esbeltez local de la columna

NEC-SE-AC requiere que los elementos que forman la columna sean sísmicamente compactos, es decir, que las relaciones ancho-espesor de elementos rigidizados y no rigidizados no superen las relaciones máximas establecidas en NEC-SE-AC, sección 6.2. Para flexión en los patines de vigas “I” laminadas o armadas, la relación ancho-espesor se calcula con la siguiente ecuación:

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f}$$

$$\lambda = \frac{420}{2(60)} = 3.50$$

El límite de la relación-ancho espesor para patines de vigas “I” roladas o armadas es:

$$\lambda_{ps} = 0.3 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_{ps} = 0.3 \sqrt{\frac{200000}{344.74}} = 7.225$$

Debido a que $\lambda = 3.50 < \lambda_{ps} = 7.225$, los patines satisfacen los requerimientos para elementos altamente dúctiles.

Para almas de perfiles "I" laminados o armados, el límite de la relación ancho-espesor se calcula de la siguiente manera:

$$C_a = \frac{P_u}{\phi_c F_y A_g}$$

$$C_a = \frac{4075 \text{ KN}}{0.9(344.74 \text{ MPa})(10^3 \frac{\text{KPa}}{\text{MPa}})(63600 \text{ mm}^2)(\frac{\text{m}^2}{1000^2 \text{ mm}^2})} = 0.21$$

Como C_a es mayor a 0.125 se tiene que

$$\lambda_{ps} = 0.77 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (2.93 - C_a)$$

$$\lambda_{ps} = 0.77 \sqrt{\frac{200000}{344.74}} (2.93 - 0.186) = 50.89$$

La relación ancho-espesor del alma para la columna estudiada es

$$\lambda = \frac{h}{t_w}$$

De la Tabla 5, se tiene que la esbeltez local del alma es

$$\lambda = 8.25$$

Debido a que $\lambda = 8.25 < \lambda_{ps} = 50.89$, se satisfacen los requisitos de sección para elementos altamente dúctiles.

Factores de longitud efectiva para columnas

Acorde a NEC-SE-AC, sección 6.2, los factores de longitud efectiva son los siguientes:

$$K_x = 1$$

$$K_y = 1$$

Resistencia de diseño a compresión

La esbeltez global con respecto al eje fuerte y al eje débil de la viga es:

$$\frac{K_x L_x}{r_x} = \frac{1.0(4500 \text{ mm})}{179.59 \text{ mm}} = 25.45$$

$$\frac{K_y L_y}{r_y} = \frac{1.0(4500 \text{ mm})}{108.05 \text{ mm}} = 42.31$$

Calculando, de acuerdo a las provisiones de AISC 360-10, la resistencia de diseño a compresión de la columna es $\phi P_n = 17312.5$ [KN]

Por lo tanto, $\phi P_n = 17312.5$ [KN] $>$ $P_u = 4075$ [KN]

Resistencia de diseño a flexión

En esta sección se calculará cual es la resistencia a flexión de la viga de acuerdo a NEC-SE-AC, para lo cual, se parte de la obtención de los valores L_p y L_r . Para el caso de los perfiles laminados, tipo "W", los valores se los puede encontrar en las tablas 3.2 del manual de AISC. Para el caso de perfiles armados a partir de placas, el cálculo se debe realizar manualmente. Los siguientes son los límites calculados para el perfil de la columna:

$$L_p = 15.03[\text{ft}]$$

$$L_r = 132.76[\text{ft}]$$

$$L_b = 15.00[\text{ft}] < L_p$$

Como $L_b < L_p$, y la sección tiene patines y alma compactos, la resistencia del perfil está dada por el momento plástico. Por lo tanto, los valores de la resistencia de diseño a flexión se calculan de acuerdo a las siguientes ecuaciones:

$$M_{cx} = \phi_b M_{px} = \phi_b F_y Z_x$$

$$M_{cy} = \phi_b M_{py} = \phi_b F_y Z_y$$

Entonces,

$$M_{cx} = 0.9(344.73\text{MPa})(1.092 \times 10^7 \text{mm}^3) \left(\frac{\text{m}}{1000^3 \text{mm}^3} \right) = 3763.50 [\text{KNm}]$$

$$M_{cy} = 0.9(344.73\text{MPa})(5.292 \times 10^6 \text{mm}^3) \left(\frac{\text{m}}{1000^3 \text{mm}^3} \right) = 1824.35 [\text{KNm}]$$

Chequeo de la ecuación de interacción

El chequeo de la interacción entre los efectos de compresión y de flexión, se lo realiza de acuerdo a AISC 360-10, sección H1.1. La relación entre la resistencia requerida y la resistencia de diseño en compresión es:

$$\frac{P_r}{P_c} = \frac{3397.7\text{KN}}{17312.5\text{KN}} = 0.196 < 0.2$$

Por lo tanto, la interacción se calcula con la siguiente ecuación:

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right)$$

$$\frac{0.196}{2} + \left(\frac{683.3\text{KNm}}{3763.50\text{KNm}} + \frac{244.38\text{KNm}}{1824.35\text{KNm}} \right) = 0.414 < 1.0$$

El resultado de la ecuación de interacción es menor a un valor de 1.0, por lo tanto, satisface el requerimiento.

Resistencia de diseño a cortante

El valor de resistencia a cortante para la sección de la columna estudiada se calcula según los requerimientos del Capítulo G de AISC 360-10, de la siguiente forma:

$$\phi V_n = 0.6 F_y A_w = 0.6(344.74 \text{ MPa})(450 \text{ mm})(40 \text{ mm}) \frac{\text{m}^2}{1000^2 \text{ mm}^2} = 3723192 [N] = 3723.1 [KN]$$

Entonces,

$$V_u = 271.4 [KN] < \phi V_n = 3723.1 [KN]$$

La columna de este ejemplo satisface los requerimientos de resistencia cortante.

Comentario:

La sección escogida para la columna de este ejemplo, es la adecuada para resistir las cargas solicitadas. La sección es aparentemente conservadora en cuanto a resistencia; sin embargo, es necesario mencionar que, en los pórticos resistentes a momento, el control de derivas generalmente es el factor dominante para el dimensionamiento de los componentes estructurales, en este caso de la columna.

5.2.3 Diseño de una Viga en el Pórtico Resistente a Momento

En esta sección se verifica que la viga "Viga-1", en la Figura 25, es capaz de resistir las siguientes combinaciones de carga. El diseño preliminar de la viga se lo ha hecho con la sección reducida mostrada en la Figura 27.

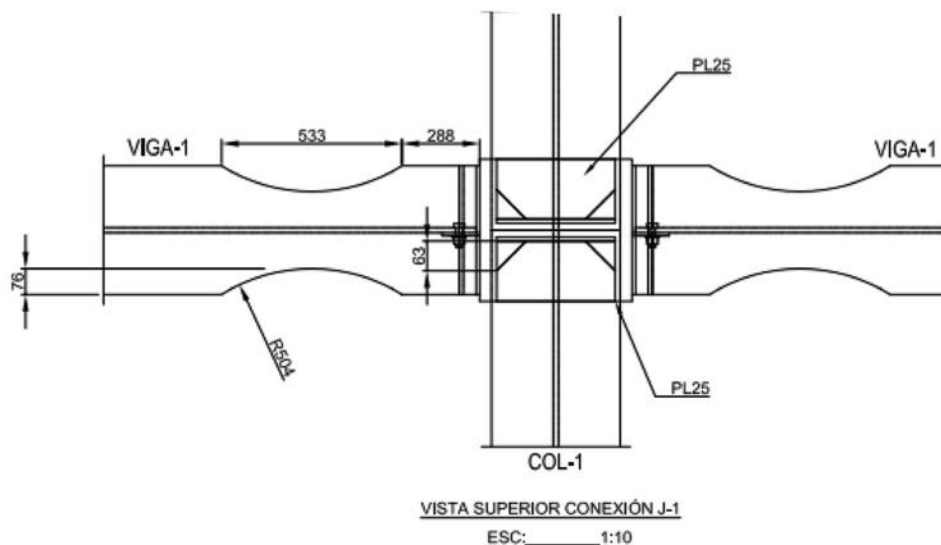


Figura 27. Detallado preliminar de la sección reducida de la viga

La combinación de carga dominante para resistencia a cortante y a flexión de Viga-1 es la Combinación de Carga 5, según NEC-SE-CG, sección 3.4.3

$$M_u = (0.9 + 0.2S_{DS})D + \rho E$$

$$M_u = 498.64 \text{ [KNm]}$$

$$V_u = (1.2 + 0.2S_{DS})D + \rho E + L + 0.2S$$

$$V_u = 34.787 \text{ [KN]}$$

La combinación de carga dominante para resistencia cortante y flexión de Viga-1 en la línea central de la sección reducida está dada por la Combinación de Carga 5, según NEC-SE-CG, sección 3.4.3

$$M_u = (0.9 + 0.2S_{DS})D + \rho E$$

$$M_u = 488.09 \text{ [KNm]}$$

La resistencia cortante requerida en la línea central de la sección reducida de la viga no se puede obtener a partir del análisis estructural, debido a que éste es mayor que en la cara de columna por la afectación de la reducción del área de la sección transversal. Sin embargo, la resistencia de diseño a cortante es la misma debido a que el alma no se ve afectada por el destaje en los patines. Las propiedades del material y la sección transversal de la columna se muestran en la Tabla 6.

Tabla 6. **Tabla de propiedades de material y sección del perfil utilizado para la viga**

Dimensión	Valor	Unidad
F_v	344.738	[MPa]
F_u	448.1593	[MPa]
E	200	[GPa]
d	770	[mm]
t_w	15	[mm]
b_f	380	[mm]
t_f	25	[mm]
A	29800	[mm ²]
Z_x	9021500	[mm ³]
Z_y	1805000	[mm ³]
I_x	3.1E+09	[mm ⁴]
I_y	2.29E+08	[mm ⁴]
r_x	322.7	[mm]
r_y	87.6	[mm]
S_x	8062126	[mm ³]
S_y	1204399	[mm ³]
h_o	390	[mm]
K_{des}	46.99	[mm]
k_{det}	50.8	[mm]
h/t_w	48	
$b_f/2t_f$	7.6	

Chequeo de las dimensiones preliminares de la sección reducida de la viga

De acuerdo a los lineamientos de NEC-SE-AC, sección 9.4, los valores de a, b, y c tienen los siguientes límites:

$$0.5b_f \leq a \leq 0.75b_f$$

$$0.65d \leq b \leq 0.85d$$

$$0.1b_f \leq c \leq 0.25b_f$$

En este caso se tiene que:

$$190 \leq a = 228.6 \leq 285$$

$$500.5 \leq b = 533.4 \leq 654.5$$

$$38 \leq c = 76.2 \leq 95$$

Las dimensiones preliminares de la conexión precalificada con sección reducida cumplen con los lineamientos de NEC-SE-AC, sección 9.4.

Chequeo de esbeltez local en viga

NEC-SE-AC requiere que los elementos que forman la viga sean sísmicamente compactos, es decir, que las relaciones ancho-espesor de elementos rigidizados y no rigidizados no superen las relaciones máximas establecidas en NEC-SE-AC, sección 6.2. En el cálculo, se debe considerar la sección reducida de la viga. El procedimiento es el siguiente:

$$R = \frac{4c^2 + b^2}{8c} = \frac{4(76.2)^2 + 533.4^2}{8(76.2)} = 504.825 [mm]$$

$$b_{f, VSR} = 2(R - c) + b_f - \sqrt{R^2 - \frac{b^2}{9}}$$

$$b_{f, VSR} = 2(504.83 - 76.2) + 380 - \sqrt{504.83^2 - \frac{533.4^2}{9}} = 292.29 [mm]$$

$$\lambda = \frac{b_{f, VSR}}{2t_f} = \frac{292.29}{2(25)} = 5.845$$

El límite de la relación-ancho espesor para patines de vigas "I" laminadas o armadas es:

$$\lambda_{ps} = 0.3 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_{ps} = 0.3 \sqrt{\frac{200000}{344.74}} = 7.225$$

Debido a que $\lambda = 5.85 < \lambda_{ps} = 7.225$, los patines satisfacen los requerimientos para elementos altamente dúctiles.

Para almas de perfiles "I" laminados o armados, el límite de la relación ancho-espesor se calcula de la siguiente manera:

$$C_a = \frac{P_u}{\phi_c F_y A_g}$$

Se considera un C_a igual a cero debido a que la viga no resiste fuerzas axiales. Por lo tanto:

Como C_a es mayor a 0.125 se tiene:

$$\lambda_{ps} = 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_{ps} = 2.45 \sqrt{\frac{200000}{344.74}} = 59.00$$

La relación ancho-espesor del alma para la viga estudiada es:

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = 48$$

Debido a que $\lambda = 48 < \lambda_{ps} = 59$, el alma satisface los requerimientos para elementos altamente dúctiles.

Espaciamiento del arriostamiento lateral

El intervalo máximo para el arriostamiento lateral de ambos patines se calcula de la siguiente manera:

$$0.086r_y \left(\frac{E}{F_y} \right) = 0.086(87.6) \left(\frac{200000}{344.74} \right) = 4370.6 [mm]$$

El hormigón compuesto con la placa colaborante de acero provee arriostamiento lateral a lo largo de todo el patín superior. Sin embargo, el patín inferior debe ser arriostado, por lo que, se aplicará un arriostamiento cada $L_b = 3048 [mm]$.

Resistencia a flexión

En esta sección se revisa si la resistencia de diseño a flexión es la necesaria para soportar las cargas solicitadas. Los valores L_p y L_r son los siguientes:

$$L_p = 3715 [mm]; L_r = 10549 [mm]$$

Debido a que $L_b < L_p$, la viga puede desarrollar el momento plástico. Entonces,

$$M_n = M_p = F_y Z_x = (344.74 MPa)(9021500 mm^3) \frac{m^3}{1000^3 mm^3} = 3.11007 [MN] = 3110.07 [KN]$$

Módulo de sección plástico en el centro de la sección reducida

En la línea central de la sección reducida de la viga el módulo de sección plástico es:

$$Z_{VSR} = Z_x - 2ct_f(d - t_f)$$

$$Z_{VSR} = 9021500 - 2(76.2)(25)(770 - 25) = 6183050 \text{ [mm}^3\text{]}$$

Resistencia requerida y de diseño en el centro de la sección reducida

La resistencia de diseño a flexión en el centro de la sección reducida es:

$$M_{n@VSR} = F_y Z_{xVSR} = (344.74 \text{ MPa})(6183050 \text{ mm}^3) \frac{\text{m}^3}{1000^3 \text{ mm}^3} = 2.13153 \text{ [MNm]} = 2131.53 \text{ [KNm]}$$

Por lo tanto:

$$\phi M_{n@VSR} = 1918.38 \text{ [KNm]} > M_u = 488.09 \text{ [KNm]}$$

$$\phi M_n = 2799.05 \text{ [KNm]} > M_u = 498.64 \text{ [KNm]}$$

Donde $\phi = 0.9$

Las resistencias de diseño a flexión en el centro de la sección reducida y en la cara de la columna satisfacen las solicitaciones de las cargas aplicadas

Resistencia de cortante de diseño

El valor de resistencia a cortante para la sección de la viga estudiada se calcula de la siguiente forma:

$$\phi V_n = 0.6 F_y A_w = 0.6(344.74 \text{ MPa})(770 \text{ mm})(15 \text{ mm}) \frac{\text{m}^2}{1000^2 \text{ mm}^2} = 2389033 \text{ [N]} = 2389.03 \text{ [KN]}$$

Entonces,

$$V_u = 34.78 \text{ [KN]} < \phi V_n = 2389.03 \text{ [KN]}$$

Consecuentemente, la viga de este ejemplo satisface los requerimientos de resistencia cortante.

5.2.4 Diseño de la Conexión Viga – Columna en el Pórtico Resistente a Momento

Este ejemplo muestra los cálculos a realizarse para el diseño de la conexión viga – columna. Algunos de los resultados en este ejemplo fueron desarrollados en la sección anterior, por lo que se hace referencia directa a los mismos.

La conexión a considerarse en este ejemplo es la J-1, ilustrada en la Figura 25. Esta conexión se ubica entre la columna Col-1 y viga Viga-1. Los materiales, así como las propiedades de la sección transversal de ambos componentes están detallados en las secciones anteriores. Las cargas gravitatorias aplicadas a la viga son las siguientes:

$$w_D = 28.03 \left[\frac{\text{KN}}{\text{m}} \right]; w_L = 26.75 \left[\frac{\text{KN}}{\text{m}} \right]$$

Limitaciones de la viga

Acorde a los criterios de NEC-SE-AC, las vigas deben satisfacer las siguientes limitaciones para la relación de luz libre-peralte.

$$\frac{\text{Luz libre}}{\text{peralte}} = \frac{9144\text{mm} \square 770\text{mm}}{390\text{mm}} = 21.47 > 7$$

Por lo tanto, cumple el criterio de NEC-SE-AC, sección 9.4.

Pasos para diseño en conexiones de pórticos con vigas de sección reducida. VSR:

Paso 1. Valores preliminares de las dimensiones a, b, c, de la sección VSR

Estos chequeos fueron realizados en la sección 5.2.3.

Paso 2. Módulo de sección plástico en el centro de la sección VSR

El valor del módulo plástico de sección en el centro de la sección VSR es $Z_{VSR} = 6183050 \text{ [mm}^3\text{]}$, este valor fue calculado en la sección 5.2.3 de este manual.

Paso 3. Momento probable máximo en el centro de la sección reducida VSR

Se calcula de la siguiente manera:

$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} = \frac{344.74\text{MPa} + 448.16\text{MPa}}{2(344.74\text{MPa})} = 1.15 \leq 1.2$$

La tabla 1 de la sección 5.2 de la NEC-SE-AC, indica que el valor del factor de fluencia probable para el material que estamos considerando en estos ejemplos es de $R_y = 1.1$ para el ASTM A572 Gr. 50.

El momento probable máximo se calcula con la siguiente expresión:

$$M_{pr} = C_{pr} R_y F_y Z_{VSR} = 1.15(1.1)(344.74\text{MPa})(6183050\text{mm}^3) \frac{\text{m}^3}{1000^3\text{mm}^3} = 2.696 \text{ [MNm]} = 2696.40 \text{ [KNm]}$$

Paso 4. Fuerza cortante en el centro de la sección reducida de la viga para cada extremo

La fuerza cortante en el centro de la VSR en cada extremo de la viga es calculada a partir del diagrama de cuerpo libre de la porción de la viga, entre los centros de las secciones reducidas. Para el diagrama de cuerpo libre se asume que el momento en los centros de la sección reducida es igual a M_{pr} , calculado en el Paso 3 de esta sección.

La carga gravitatoria en la viga es calculada a partir de la combinación de carga expuesta en la sección 9.4 de la NEC-SE-AC

$$w_D = 28.03 \left[\frac{KN}{m} \right]$$

$$w_L = 26.75 \left[\frac{KN}{m} \right]$$

$$w_u = 1.2D + 0.5L = 1.2 \left(28.03 \left[\frac{KN}{m} \right] \right) + 0.5 \left(26.75 \left[\frac{KN}{m} \right] \right) = 47.01 \left[\frac{KN}{m} \right]$$

La distancia entre la cara de la columna al centro de la sección reducida es:

$$S_h = a + \left(\frac{b}{2} \right) = 228.6 + \frac{533.4}{2} = 495.3 [\text{mm}]$$

La distancia entre los centros de la sección reducida se calcula con la siguiente fórmula:

$$L_h = L - 2 \left(\frac{d_{col}}{2} \right) - 2S_h = 9144 - 2 \left(\frac{450}{2} \right) - 2(495.3) = 7703.4 [\text{mm}]$$

Los valores de fuerza cortante son los siguientes:

$$V_{VSR} = \left(\frac{2M_{pr}}{L_h} \right) + \frac{w_u L_h}{2}$$

$$V_{VSR} = \left(\frac{2(2696.4 \text{KNm})}{7.703 \text{m}} \right) + \frac{\left(47.01 \frac{KN}{m} \right) (7.7034 \text{m})}{2} = 880.86 [\text{KN}]$$

$$V'_{VSR} = \left(\frac{2M_{pr}}{L_h} \right) - \frac{w_u L_h}{2}$$

$$V'_{VSR} = \left(\frac{2(2696.4 \text{KNm})}{7.703 \text{m}} \right) - \frac{\left(47.01 \frac{KN}{m} \right) (7.703 \text{m})}{2} = 519.24 [\text{KN}]$$

Paso 5. Momento máximo probable en la cara de la columna

Se utilizan las siguientes expresiones matemáticas provenientes de la sección 9.4 de la NEC-SE-AC:

$$M_f = M_{pr} + V_{VSR} S_h = 2696.4 \text{KNm} + (880.86 \text{KN})(0.4953 \text{m}) = 3132.69 [\text{KNm}]$$

$$M'_f = M_{pr} + V'_{VSR} S_h = 2696.4 \text{KNm} - (519.24 \text{KN})(0.4953 \text{m}) = 2953.57 [\text{KNm}]$$

Paso 6. Momento plástico de la viga basado en el esfuerzo de fluencia esperado

Se calcula con la siguiente expresión:

$$M_{pe} = R_y Z_x F_y = 1.1 \left(9021500 \text{mm}^3 \right) (344.74 \text{MPa}) \frac{\text{m}^3}{1000^3 \text{mm}^3} = 3.42 [\text{MNm}] = 3421.08 [\text{KNm}]$$

Paso 7. Chequeo que el momento en la cara de la columna, M_f , no exceda ϕM_{pe}

$$\phi M_{pe} = \phi R_y Z_x F_y = 3421.08 [KNm] > M_f = 2953.57 [KNm]$$

El momento máximo probable en la cara de la columna es menor que el momento plástico de la viga basado en el esfuerzo de fluencia esperado. Por lo tanto, la sección satisface la revisión

Paso 8. Determinar la resistencia requerida al cortante V_u de la viga y conexión viga-columna.

$$V_u = V_{VSR} + w_u S_h = 880.86 [KN] + 47.01 \left[\frac{KN}{m} \right] (0.4953 [m]) = 904.113 [KN]$$

De la sección 5.2.3 se tiene que $\phi V_n = 2389.03 [KN]$

Esto quiere decir que la sección transversal de la viga satisface la sollicitación de resistencia requerida cortante V_u .

Paso 9. Diseño de la placa de cortante en la unión del alma de la viga con el patín de la columna.

El cortante requerido, de acuerdo al paso anterior, es de: $V_u = 904.113 [KN]$. Para el ejemplo considerado se selecciona una placa con el espesor mínimo (9.5mm) y se chequea que el alma de la viga tenga la suficiente capacidad para resistir el cortante requerido:

$$d_{min} = \frac{V_u}{\phi 0.6 F_y t_w C_v} = \frac{904.11 KN}{1.0(0.6) \left(344.74 MPa \frac{1m^2}{1000^2 mm^2} \right) (15mm)} = 291.39 [mm]$$

Por lo tanto, la altura del alma es suficiente para resistir V_u . La Figura 28 muestra una vista lateral de la junta, donde se ilustra la unión del alma de la viga con el patín de la columna

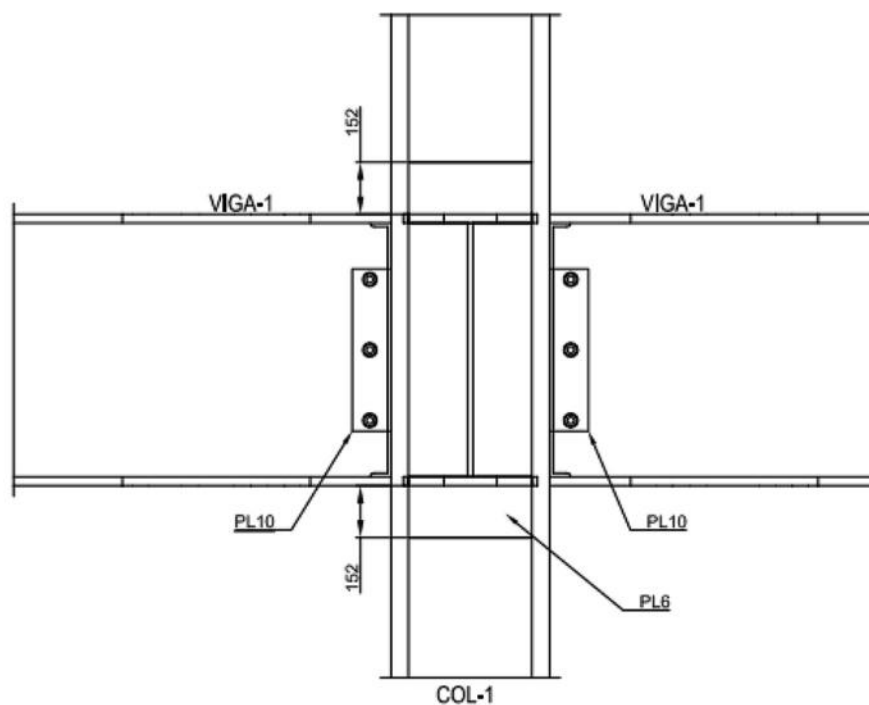


Figura 28. Vista lateral de la junta

Paso 10. Diseño de la placa de continuidad

Se requiere colocar una placa de continuidad para la conexión de las vigas al patín de la columna si no se satisfacen cualquiera de las siguientes expresiones:

$$t_{fc} \geq 0.4 \sqrt{1.8 b_{bf} t_{bf} \frac{R_{yb} F_{yb}}{R_{yc} F_{yc}}}$$

$$60 [mm] \geq 0.4 \sqrt{1.8(380)(25) \frac{1.1(354.MPa)}{1.1(354.74MPa)}} = 52.31 [mm]$$

Por lo que de acuerdo a esta ecuación, no hacen falta colocar placas de continuidad. Chequeando la otra expresión:

$$t_{fc} \geq \frac{b_{bf}}{6}$$

Al no cumplirse con este límite, se necesitan colocar placas de continuidad en el alma de la columna.

El espesor de la placa de continuidad debe ser al menos el espesor del patín de la viga. Entonces,

$$t_{placa} \geq b_{bf} = 25 [mm]$$

Por lo tanto, se escoge un espesor de 30[mm]

Es una práctica muy común que el ancho de la placa de continuidad sea igual al ancho que cubre el patín de la viga, sobre el patín de la columna. El valor mínimo del ancho de la placa de continuidad es:

$$ancho_{min} \geq \frac{b_{bf}}{3} + \frac{t_{cw}}{2} = \frac{380mm}{3} + \frac{40mm}{2} = 106.67 [mm]$$

Por fines constructivos de este ejemplo se escoge un ancho de 190[mm] de tal forma que se pueda cubrir todo el ancho de los patines de la columna.

En cuanto a la soldadura de penetración completa para esta placa de continuidad, la sección 9.2 de la NEC-SE-AC menciona que la resistencia requerida de las juntas soldadas de las placas de continuidad al alma de la columna deberá ser la menor de los siguientes valores:

- La suma de las resistencias de diseño a tensión de las áreas en contacto de las placas de continuidad con las alas de la columna que estén conectadas a las alas de las vigas.
- La resistencia de diseño a cortante del área de contacto de la placa con el alma de la columna.
- La resistencia de diseño a cortante de la zona de panel de la columna.
- La suma de los esfuerzos de fluencia probable de las alas de las vigas transmitiendo fuerzas a las placas de continuidad.

Paso 11. Chequeo del criterio columna fuerte-viga débil

La sección 8.1 de la NEC-SE-AC, menciona que la siguiente relación debe satisfacerse en la conexión viga-columna

$$\frac{\Sigma M_{pc}^*}{\Sigma M_{pv}^*} \geq 1.0$$

$$\Sigma M_{pc}^* = Z_{xt} \left(F_y - \frac{P_{uc}}{A_g} \right) \left(\frac{h_t}{h_t - \frac{d_b}{2}} \right) + Z_{xb} \left(F_y - \frac{P_{uc}}{A_g} \right) \left(\frac{h_b}{h_b - \frac{d_b}{2}} \right)$$

Donde:

H_b = La mitad de la longitud de la columna que está debajo de la junta

H_t = La mitad de la longitud de la columna que está arriba de la junta

El denominador de la expresión se calcula como sigue:

$$\Sigma M_{pc}^* = (0.010917m^3) \left(344.74MPa - \frac{4075KN}{0.0636m^2} \right) \left\{ \frac{0.5(4m)}{0.5(4m) - \frac{0.77m}{2}} + \frac{0.5(4.5m)}{0.5(4.5m) - \frac{0.77m}{2}} \right\} =$$

$$\Sigma M_{pv}^* = \Sigma (M_{pr} + M_{iv})$$

$$\Sigma M_{pr} = 2M_{pr} = 2(2696.40KNm) = 5392.8[KNm]$$

$$\Sigma M_{iv} = (V_{VSR} + V'_{VSR}) \left(a + \frac{b}{2} + \frac{d_c}{2} \right)$$

$$\Sigma M_{iv} = (880.86KN + 519.24KN) \left(0.2286m + \frac{0.5334m}{2} + \frac{0.45m}{2} \right) = 1008.49[KNm]$$

Entonces,

$$\frac{7491.06}{5392.8 + 1008.49} = 1.17 \geq 1.0$$

Por lo tanto, se cumple el criterio de columna fuerte-viga débil.

Paso 12. Chequeo de la zona del panel

La sección 3.6e de AISC 341-10, especifica que la resistencia requerida de la zona del panel es calculada a partir de la suma de momentos en las caras de las columnas; estos se determinan por la proyección de los momentos en las articulaciones plásticas hacia las caras de las columnas (M_f, M'_f).

$$V_c = \frac{M_f + M'_f}{\frac{h_b + h_t}{2}} = \frac{3132.69KNm + 2953.57KNm}{\frac{0.5(4.5m) + 0.5(4m)}{2}} = 2864.12[KN]$$

$$R_u = \frac{M_f + M'_f}{d_b - t_f} - V_c = \frac{3132.69 \text{KNm} + 2953.57 \text{KNm}}{0.77 \text{m} - 0.025 \text{m}} - 2864.12 \text{KN} = 5305.35 [\text{KN}]$$

$$\phi R_n = (1.0)0.6F_y d_c t_w \left[1 + \frac{3b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_w} \right]$$

$$\phi R_n = (1.0)0.6(344.74 \text{MPa})(0.45 \text{m})(0.04 \text{m}) \left[1 + \frac{3(0.42 \text{m})(0.06 \text{m})^2}{(0.45 \text{m})(0.77 \text{m})(0.04 \text{m})} \right] = 4941.7 [\text{KN}]$$

$\phi R_n < R_u$ por lo tanto, cumple.

La siguiente condición también debe cumplirse:

$$P_r < 0.75 P_c$$

$$3397.84 \text{KN} < 0.75(344.74)(0.0636 \text{m}^2) = 16444.1 \text{KN} , \text{ satisface la condición.}$$

Esquemas de la geometría de la conexión

Para finalizar el ejemplo de diseño, la Figura 29 muestra varias vistas con los detalles respectivos de la conexión

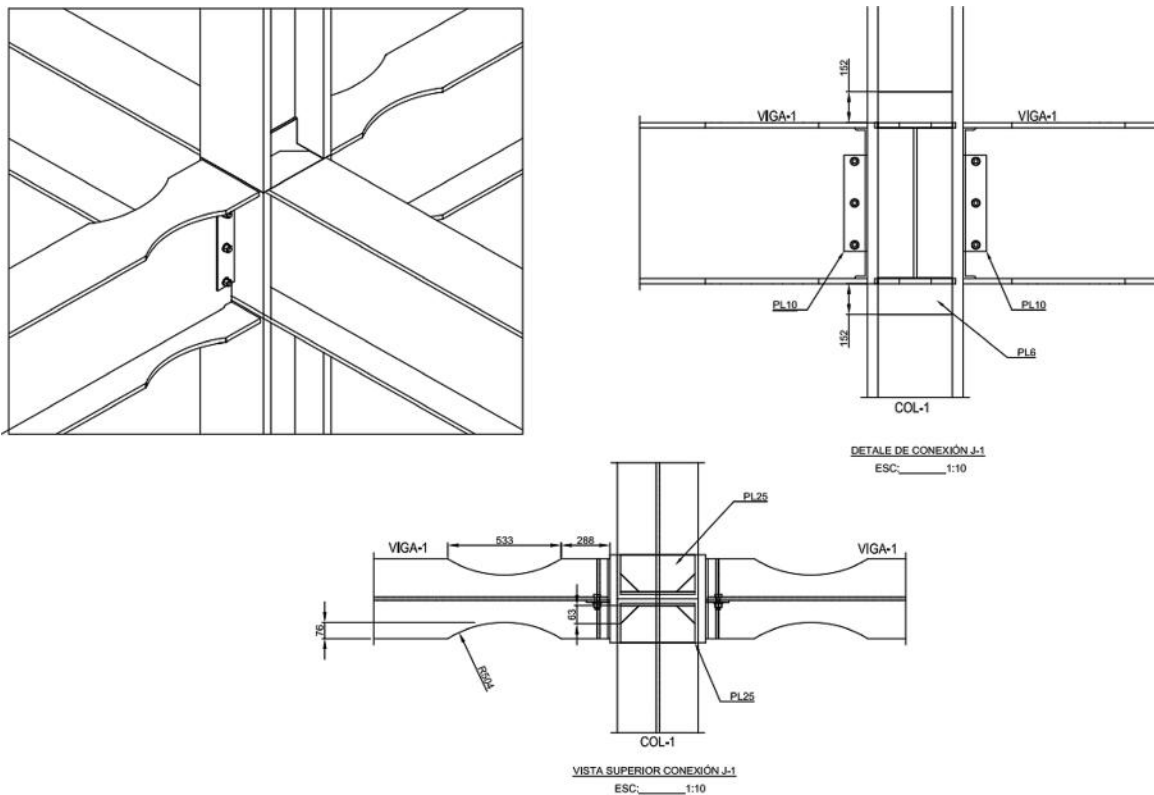
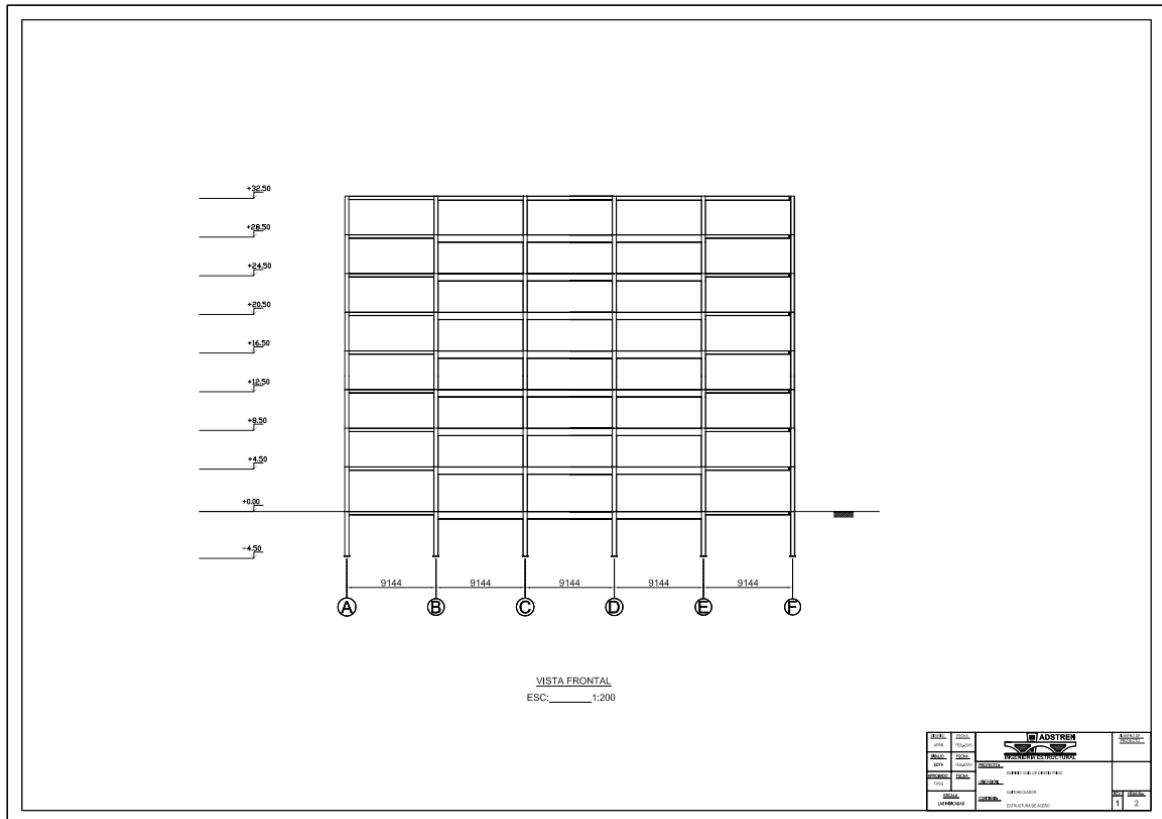
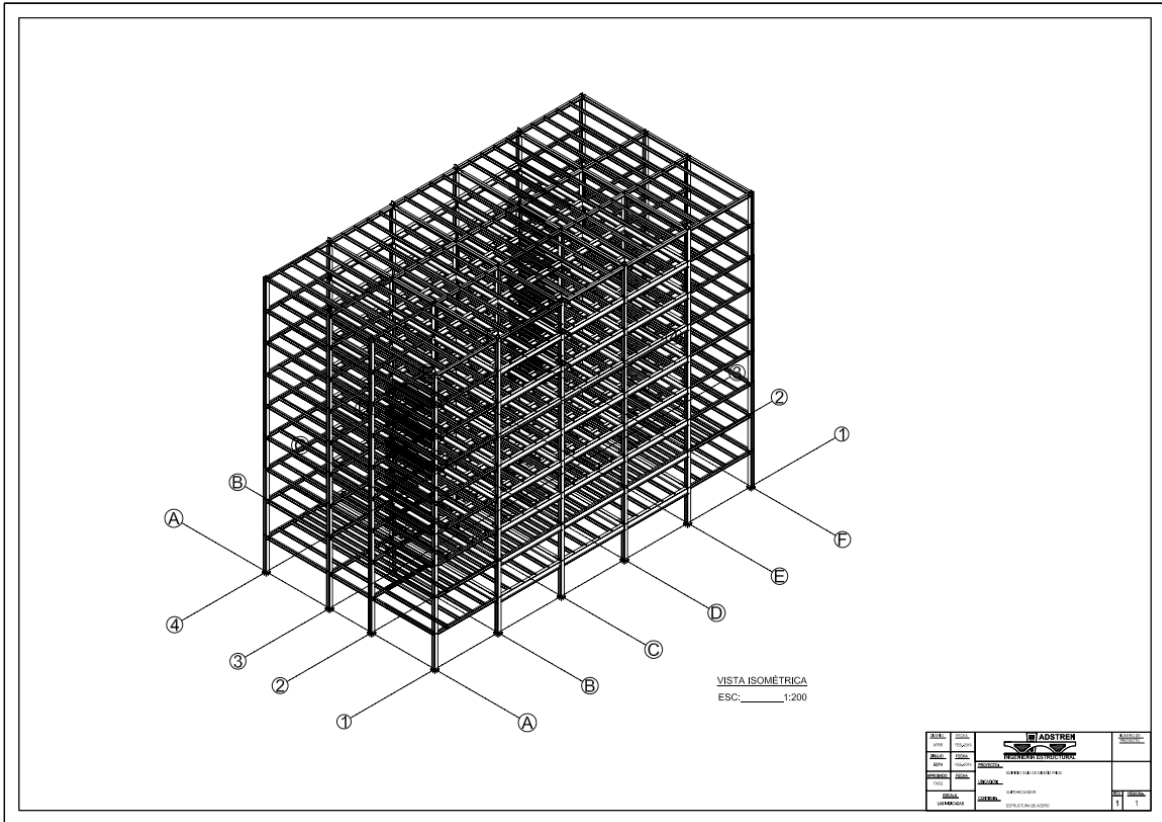
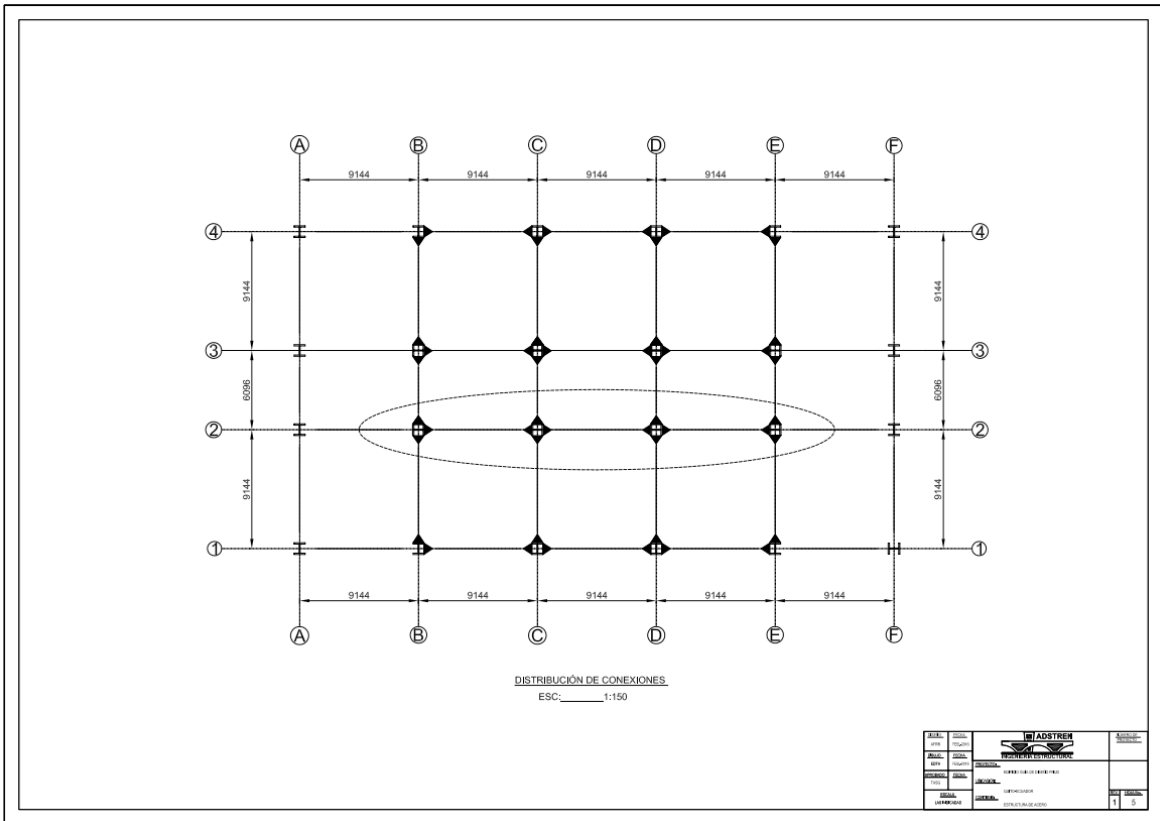
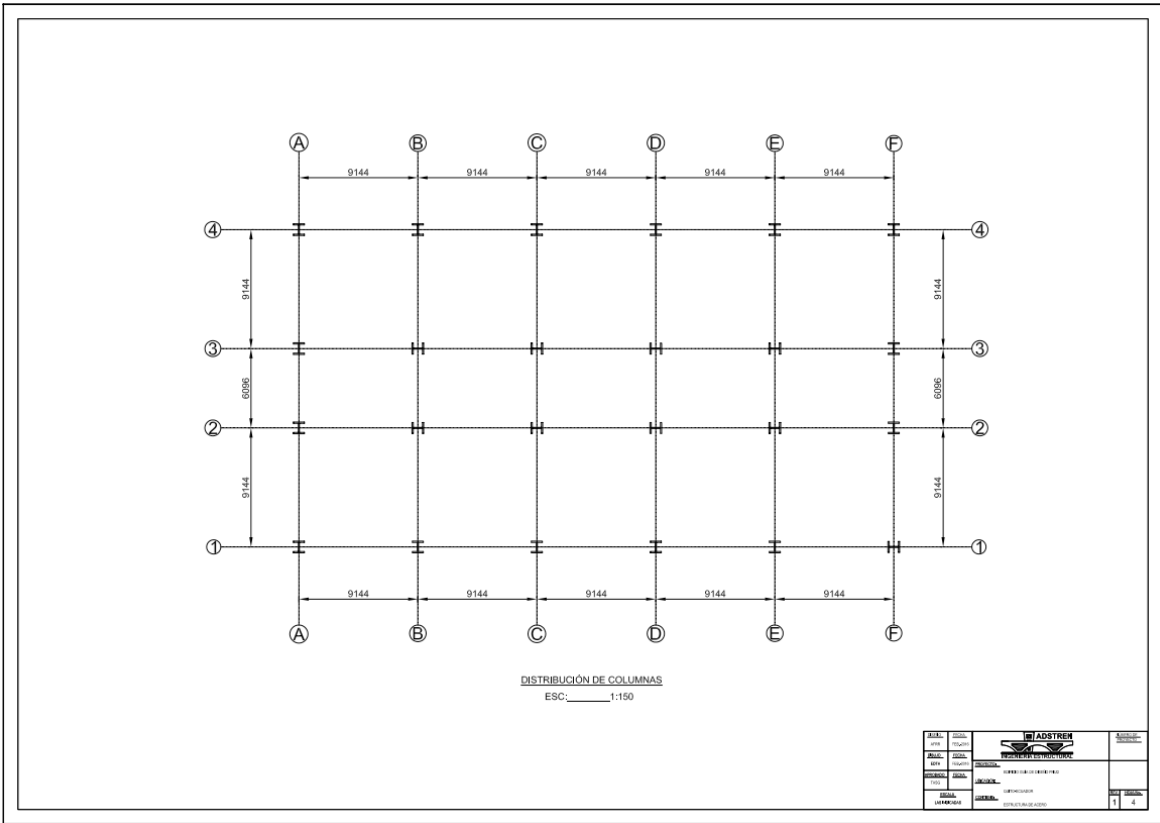
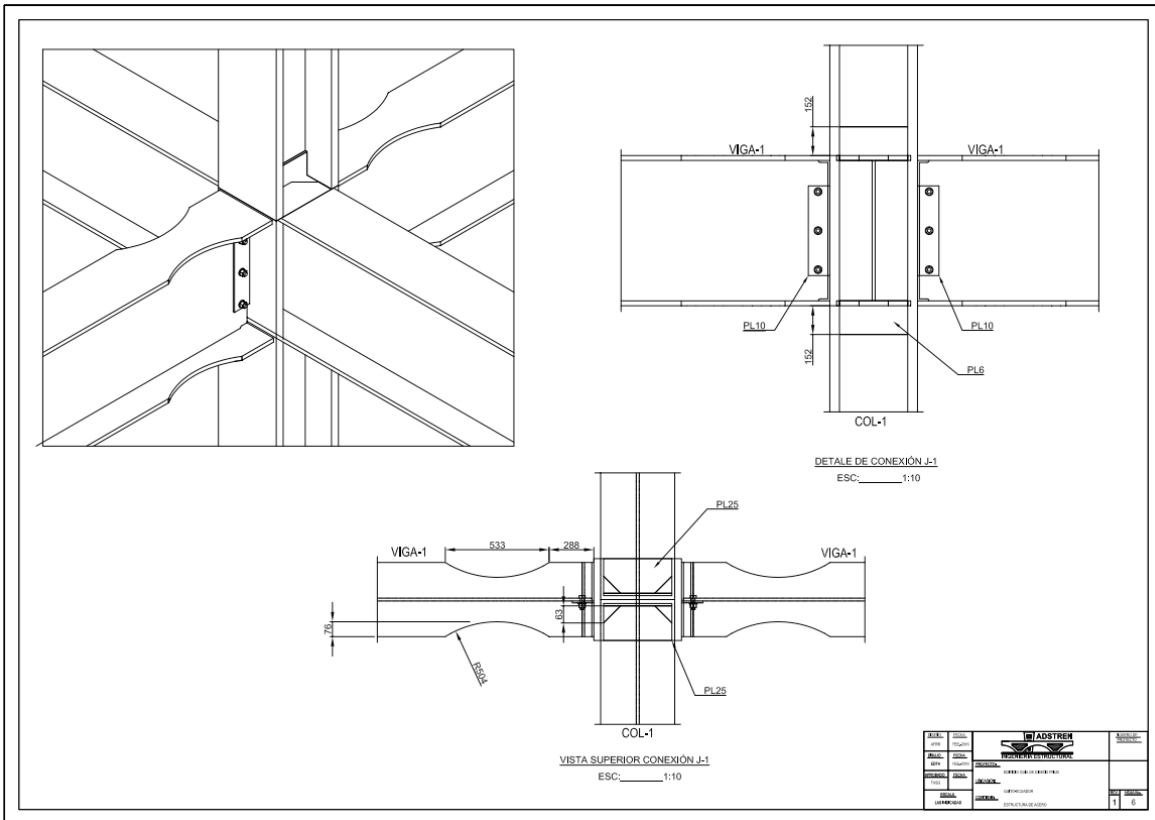


Figura 29. Vistas del diseño final de la junta J-1.

5.3 Planos de Diseño del Sistema Sismorresistente

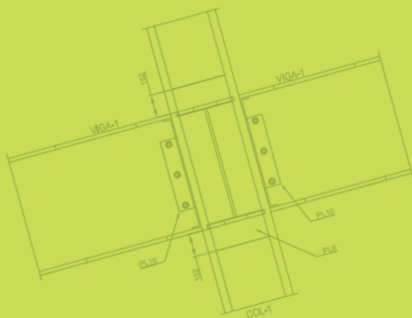






Referencias

1. AISC (2010a), "AISC 360-10 Specification for Structural Steel Buildings", American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.
2. AISC (2010b), "AISC 341-10 Seismic Provisions for Structural Steel Buildings", American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.
3. AISC (2010c), "AISC 358-10 Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications", American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.
4. AISC (2010d), "AISC 303-10 Code of Standard Practice for Steel Buildings and Bridges", American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.
5. ASCE (2010), "ASCE7-10 Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures", American Society of Civil Engineers, Reston, VA.
6. AWS (2015), "AWS D1.1 Structural Welding Code – Steel", American Welding Society, Miami, FL.
7. Cassagne, A. (2009). "Especificaciones Técnicas de Construcción para PARM fabricados a partir de planchas soldadas". Tesis de Grado, Escuela Superior Politécnica del Litoral, Facultad de Ingeniería en Ciencias de la Tierra, Guayaquil, Ecuador.
8. Kanamori, H. (1977), "The Energy Release of Great Earthquakes", Journal of Geophysical Research, Vol. 82, pp. 2981-2987.
9. Malley, J. O. (1998), "SAC Steel Project: Summary of Phase 1 Testing Investigation Results", Engineering Structures, Vol. 20, No. 4 a 6, pp. 300-309.
10. Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (2015), "Estructuras de Acero", *Norma Ecuatoriana de la Construcción*, Código NEC-SE-AC, Quito, Ecuador.
11. Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (2015), "Peligro Sísmico y Diseño Sismo Resistente", *Norma Ecuatoriana de la Construcción*, Código NEC-SE-DS, Quito, Ecuador.
12. Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (2015), "Cargas (No Sísmicas)", *Norma Ecuatoriana de la Construcción*, Código NEC-SE-CG, Quito, Ecuador.
13. RSCS (2009), "Specification for Structural Joints Using High-Strength Bolts", Research Council on Structural Connections, Chicago, IL.
14. United States Geological Survey (2012), "Largest Earthquakes in the World Since 1900", http://earthquake.usgs.gov/earthquakes/world/10_largest_world.php



$$\lambda_{ps} = 0.3 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_{ps} = 0.3 \sqrt{\frac{200000}{344.74}} = 7.225$$

La guía práctica que aquí se presenta tiene por objeto apoyar la realización de estudios de diseño sismo-resistente de estructuras de conformidad con los requisitos de la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-2015 a partir de la aplicación en casos prácticos. Forma parte de un conjunto de siete guías prácticas de implementación de la NEC-15, orientados a la correcta aplicación normativa. Las guías de esta serie son: 1) Diseño de pórticos de hormigón armado para viviendas de 1 y 2 pisos; 2) Diseño de estructuras de hormigón armado; 3) Diseño de estructuras de acero; 4) Diseño de estructuras de madera; 5) Evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras; 6) Estudios geotécnicos y trabajos de cimentación y 7) Procedimientos mínimos para trabajadores de la construcción.

Se enmarca en el Proyecto DIPECHO-NEC "Fortalecimiento de capacidades institucionales y comunitarias a nivel nacional y local, para reducir la vulnerabilidad frente a eventos sísmicos en el Ecuador, como aporte al proceso de implementación de la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015", ejecutado por la Secretaría de Gestión de Riesgos, el Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda y el Programa de las Naciones Unidas para el Desarrollo, con el financiamiento de la Oficina de Ayuda Humanitaria y Protección Civil de la Comisión Europea.

Plan de Acción DIPECHO-NEC 2015-2016, ECHO/-SM/BUD/2015/91020



Financiado por
La Unión Europea
Ayuda Humanitaria



Ministerio
de **Desarrollo
Urbano y Vivienda**



Secretaría de
Gestión de Riesgos



Al servicio
de las personas
y las naciones