

CAPITULO 2

2. Investigación Previa.

2.1 Generalidades.

Este capítulo presenta una revisión breve de las prácticas constructivas y de diseño en Guayaquil en edificios con Pórticos Especiales de Acero Resistentes a Momento (PEARM). Adicionalmente, incluye una reseña histórica de los daños ocasionados en estructuras de acero en sismos ocurridos en otros países y de las investigaciones más relevantes acerca de

los sistemas estructurales PEARM y sus conexiones precalificadas.

2.2 Estado del arte y de la práctica en edificios metálicos de la ciudad de Guayaquil.

En los últimos años, la construcción de edificios de acero de pocos pisos se ha popularizado en la ciudad de Guayaquil. Para la construcción de dichos edificios se ha utilizado criterios de diseño y detalles constructivos obsoletos, los cuales están asociados con modos de fallas estructurales no dúctiles ante la presencia de sismos (Cassagne 2008). Debido a esto, el comportamiento de dichas estructuras podría resultar inadecuado ante la ocurrencia de sismos moderados o severos.

2.2.1. Sistema estructural

El sistema estructural que se utiliza con más frecuencia en la construcción de edificios es el de Pórticos Especiales de Acero Resistente a Momentos (PEARM). Un PEARM tiene la capacidad de resistir las cargas gravitacionales y las cargas laterales equivalentes a

sismo y sus correspondientes deformaciones laterales. Sin embargo algunas de estas estructuras, construidas en Guayaquil, han sido diseñadas solamente para resistir cargas gravitacionales.

En algunas edificaciones se ha utilizado la típica losa nervada de hormigón armado tal como lo ilustra la Figura 2.1(a); mientras que en otras edificaciones se ha usado la losa de lámina acanalada de acero (steelpanel), como se observa en la Figura 2.1(b). Este último tipo de losa se encuentra en apogeo y expansión tanto en este tipo de estructuras como en las de hormigón armado.

2.2.2. Miembros

Las vigas de los PEARM generalmente son fabricadas utilizando armaduras como las de la Figura 2.2 (a), o perfiles “I” soldados; mientras que, las columnas son fabricadas utilizando perfiles tubulares rectangulares formados a base de canales como los de Figura 2.2 (b). Tanto para el caso de las armaduras como para el caso

de las columnas, se utilizan generalmente los perfiles doblados en frío y soldadura de filete.

2.2.3. Conexiones.

Las conexiones de los PEARM consisten generalmente en conexiones soldadas por medio de soldadura de filete. En ciertos casos, tanto alas como el alma de las vigas están soldadas a la columna, mientras que en otras ocasiones solamente las alas o el alma están soldadas a la columna (Cassagne 2008).

En otros edificios, como el de la Figura 2.3, se ilustra un caso típico de unión vigas columna. Nótese que en dicha figura, la columna se interrumpe mientras que las vigas se apoyan en ella por medio de una placa metálica, lo que ocasiona que la columna pierda continuidad.

2.3. Daños típicos a PEARM en terremotos pasados.

2.3.1. Northridge 1994.

El terremoto de Northridge, ocurrido el 17 de enero de 1994 y de magnitud 6.7, provocó más de 30 millones de dólares en pérdidas (Bruneau et al 1998), convirtiéndose en uno de los desastres naturales más costosos de Estados Unidos.

Inmediatamente ocurrido el terremoto, se reportó el colapso de varios edificios de concreto reforzado, concreto prefabricado y de madera; sin embargo, no hubo reportes de daños significativos en edificios de acero (ver Figura 2.4). Luego de meses, varios ingenieros descubrieron daños en ciertos edificios de acero, los cuales exhibían fracturas en las conexiones viga – columna.

Para 1960 se empezó a construir edificios con pórticos a momento con conexiones soldadas. Se creía que estos edificios eran invulnerables a sismos, y en caso de

producirse algún tipo de daño, éste se limitaría a la fluencia dúctil de las conexiones y elementos, pero el colapso era inconcebible. La Figura 2.5 muestra una conexión soldada típica viga–columna pre–Northridge para pórticos de acero resistentes a momento. La conexión está compuesta por soldadura de penetración completa entre las alas de la viga y la cara de la columna, con el alma de la viga empernada a una placa de cortante soldada a la columna. La filosofía de diseño de ese tiempo, consistía en proporcionarle al edificio la habilidad de soportar el movimiento del suelo sin colapsar, con algunos daños estructurales como resultado. Para lograr esto se intentaba que el edificio se comportara de manera dúctil, es decir, soportar grandes deformaciones inelásticas sin perder mucha resistencia, sin desestabilizarse y colapsar.

Después del terremoto de Northridge se detectaron fracturas en las conexiones viga-columna de los PEARM tal como se observa en la Figura 2.6. El programa de investigación desarrollado por FEMA/SAC (Federal Emergency Management Agency/SEAOOC – ATC –

CUREE) estudió el desempeño de los pórticos de acero resistentes a momento. Los edificios que experimentaron daños habían sido diseñados de acuerdo al UBC 1973, 1985 y 1994. En general, dichos edificios desarrollaron ciertos daños estructurales pero no colapsaron, tal como se intentaba en los códigos. Sin embargo estos edificios no tuvieron un desempeño adecuado, inclusive en aquellos casos donde el movimiento del suelo fue menor que el de diseño. En los pórticos de acero resistentes a momento, se esperaba que al ocurrir el terremoto, éstos se deformaran plásticamente para disipar la energía del sismo. Estas deformaciones debían ocurrir a manera de rótulas plásticas en las vigas, cerca de las conexiones. El daño que se esperaba consistía en una fluencia leve y pandeo local en los elementos, más no fallas frágiles como las que se observan en la Figura 2.6.

Los resultados de los ensayos y observaciones a las conexiones pre – Northridge indican que las fracturas empezaron a desarrollarse a bajos niveles de demanda plástica y en muchos casos, cuando la estructura se encontraba aun en el rango elástico. Como resultado de

los estudios realizados, se conoce ahora que la conexión típica pre – Northridge tuvo un desempeño sísmico inadecuado debido a la combinación de varios factores que en resumen se presentan a continuación:

a.) La calidad de la mano de obra y la inspección. Una gran parte de los daños causados por terremotos, son a causa de la pobre mano de obra y de la inspección inapropiada y en el caso de Northridge no fue la excepción. En las investigaciones, se descubrió evidencias de soldaduras defectuosas en las conexiones las cuales son a causa de la ignorancia de los requerimientos estándar al soldar, estipulados en las especificaciones de la AWS (American Welding Society). Pero igual hubo edificios cuyas soldaduras en las conexiones a momento eran impecables y que igual fallaron.

b.) Ejecución de la soldadura. En las conexiones pre-Northridge, el alma de la viga crea un obstáculo para la persona que debe soldar el ala inferior de la viga a la columna. Como resultado, hay grandes probabilidades

de que haya defectos, los cuales son difíciles de detectar a través de inspección ultrasónica.

c.) *Mecanismo de fractura.* Antes del sismo de Northridge no se retiraban las barras de respaldo que se utilizaban para facilitar el proceso de soldar. Desde el punto de vista de resistencia, esta barra era considerada como material adicional. Sin embargo, desde el punto de vista de “Mecánica de fractura”, un pequeñísimo vacío entre la barra y la columna se comportará como un iniciador de fracturas, bajo efectos de un sismo. Este mecanismo se acentuó con la baja tenacidad del electrodo tipo E70T-4 que se utilizaba antes de Northridge. La Figura 2.7 muestra los resultados de los ensayos de tenacidad realizados a tres tipos de soldaduras utilizadas antes del sismo de Northridge.

d.) *Elevado esfuerzo de fluencia del metal base.* Para desarrollar el criterio de columna fuerte - viga débil, muchos ingenieros han utilizado acero A36 para las vigas y acero grado 50 para las columnas. Sin embargo a través de los años, el esfuerzo de fluencia del acero

A36 se ha incrementado substancialmente sin haber cambiado las especificaciones técnicas de dicho acero. SSPC (Structural Steel Painting Council, 1994) y SAC (1995) reportaron esfuerzos de fluencia hasta de 72 ksi en especímenes de acero A36. Consecuentemente, en el proceso de diseño probablemente se subestimó el valor del esfuerzo de fluencia de las vigas y se seleccionó soldaduras más débiles que el metal base, lo cual conllevó a obtener conexiones con características de viga fuerte – columna débil.

e.) Concentraciones de esfuerzos. La ausencia de placas de continuidad produce concentraciones de esfuerzos en el ala de la viga cerca al alma de la columna, como se puede ver en la Figura 2.8. También existen concentraciones de esfuerzos en el agujero de acceso.

f.) Presencia de losa compuesta. La contribución de resistencia a la losa de concreto era ignorada en el diseño sísmico, ya que sólo se tomaba en cuenta la resistencia de la viga. No se consideraba el efecto de

sección compuesta que producen los conectores de corte ubicados cercanos a la columna.

g.) Poca redundancia. Para crear un sistema estructural más económico se colocaba pórticos de acero resistentes a momento solamente en los pórticos perimetrales de los edificios. Por lo tanto, había pocas uniones viga-columna diseñadas como conexiones a momento.

h.) Zonas de panel muy débiles. Esto incrementa los esfuerzos y deformaciones en las alas de la columna.

2.3.2. Kobe 1995 (FEMA 355E)

El 17 de Enero de 1995 a las 5:36:52 a.m. se produjo un sismo de 7.2 de magnitud en la escala de Ritchter en la ciudad de Kobe, Japón. El epicentro fue ubicado a 20 Km. del suroeste la ciudad de Kobe en la isla Awaji.

El terremoto causó 5.100 muertos, 27.000 personas heridas y 300.000 personas se quedaron sin hogar. El

costo directo de los daños estructurales causados por el sismo excedió el valor de 150 mil millones de dólares.

Las estructuras más dañadas fueron las casas tradicionales japonesas con pórticos de madera, paredes débiles y techos de tejas de arcilla. Colapsaron edificios de apartamentos y de oficinas de mediana altura, de cuatro a doce pisos, de concreto reforzado. El terremoto causó daños devastadores en los pasos elevados y vías a nivel del tren, carreteras, pasos a desnivel y puertos. Además causó grandes incendios en el centro de la ciudad de Kobe.

(a) *Daños en Edificios de Acero.* El acero es un material estructural muy popular en la construcción de edificios Japoneses. La madera por años fue el material más usado, pero casi exclusivamente para casas residenciales. El acero era el segundo en uso para la construcción seguido por el concreto reforzado.

El instituto arquitectónico de Japón (AIJ) condujo una investigación preliminar de los edificios dañados en Kobe

del 24 al 26 de enero de 1995, identificando 4530 edificios dañados, incluyendo 1067 que colapsaron o fueron dañados severamente sin posibilidad de reparación. Una gran cantidad de edificios de acero que tenían más de 35 años de uso estuvieron sujetos al terremoto. Desafortunadamente estos edificios tenían poca resistencia en comparación con los códigos modernos de diseño sísmico. Muchos de estos edificios también sufrieron corrosión y otro tipo de deterioro en los elementos estructurales como se muestra en la Figura 2.9

Con respecto a los edificios modernos de acero, el AIJ condujo una inspección detallada encontrando 988 edificios dañados o colapsados. Entre éstos, 90 habían colapsados, 332 estaban severamente dañados, 266 moderadamente dañados y 300 tenían daños menores.

Los tipos de secciones usadas en Japón para los elementos estructurales de los edificios de acero se detallan en la Tabla 2.1. A diferencia de Estados Unidos, en Japón es más común usar columnas del tipo cajón,

formadas por placas soldadas. Este tipo de columnas se han utilizado en la mayoría de los edificios metálicos existentes en la ciudad de Guayaquil.

La Tabla 2.2 indica el tipo de detalles de conexiones encontradas en los edificios dañados. El tipo de conexión más utilizado en Japón es la llamada “Conexión de diafragma a través de la columna”, donde la columna cajón es cortada longitudinalmente en 3 piezas: una usada para la columna del piso inferior, una para la zona de panel, y una para la columna del piso superior. Dos placas de diafragmas son insertadas entre las tres piezas y soldadas en todo su alrededor. La Figura 2.10 muestra esta conexión y la “Conexión de diafragma interior”, otra conexión típica usada en Japón.

(b) Daños en los elementos estructurales en Edificios de Acero.

- *Columnas.* La mayoría del daño a las columnas ocurrió cerca de las conexiones con las vigas. Los daños incluyeron plastificación, excesiva distorsión y

pandeo torsional lateral cerca del final de las columnas. La Figura 2.11(a) muestra la fractura ocurrida en el metal base de una columna, mientras en la Figura 2.11(b) se observa el daño a la conexión entre una columna y una diagonal.

- *Diagonales.* El daño a las diagonales fue más severo cuando se usaron secciones transversales pequeñas (varillas, ángulos). El daño se concentró en las uniones con vigas y columnas. En la Figura 2.12(a) se muestra un ejemplo de daño en la conexión de la diagonal, en la cual los pernos están fracturados. Otro ejemplo, en el cual una viga conectada a un par de diagonales presenta una fisura significativa en la placa del alma y una distorsión fuera del plano, se muestra en la Figura 2.12(b).
- *Bases de las Columnas.* La mayoría del daño en las bases de las columnas fue observado en las conexiones estándar de la placa base. En los pernos de anclaje se concentró el daño en la conexión. En la Figura 2.13 se muestran las conexiones típicas

usadas en Japón para las bases de las columnas en la cimentación.

- *Conexiones Viga-Columna.* Las fracturas en las conexiones viga-columna se dividen en dos tipos. El primer tipo de fractura, que se muestra en las Figura 2.14, ocurrió en las conexiones donde las columnas, vigas y paneles de conexión estaban unidos con soldadura de filete de poco espesor.

El segundo tipo de fracturas se observó en las conexiones con soldadura de ranura de penetración completa, en los depósitos de soldadura, zonas de fusión, el metal base (iniciado al pie del agujero de acceso de la soldadura), y placas de diafragma.

(c) *Cambios después del sismo de Kobe.* Se suscitaron cambios en los códigos de la práctica de diseño y fabricación de edificios con estructuras de acero. Una especificación de fabricación de acero llamada "JASS-6", fue publicada por la AIJ en 1996. Esta contenía nuevas recomendaciones con respecto a las

formas y medidas de los agujeros de acceso a la soldadura. De acuerdo a esta especificación no se requiere retirar las barras de apoyo de la soldadura.

El código de construcción japonés luego del sismo de Kobe introdujo los siguientes puntos importantes dentro del diseño y construcción con estructuras de acero: (1) introducción de nuevos metales que mejoren la ductilidad de la estructura, (2) nuevos procedimientos de diseño para secciones tubulares dobladas en frío, (3) descripción de las propiedades requeridas para los materiales, y (4) procedimientos detallados de diseño para la bases de las columnas.

El uso de materiales con grandes ductilidades puede ser una solución para el mejor desempeño sísmico de los edificios de acero. Japón desarrolló un nuevo tipo de acero con un buen margen entre los esfuerzos de fluencia y último, y mayor resistencia a la fractura.

Con respecto a la soldadura, el código japonés recomienda el uso de electrodos con mayor resistencia,

disminuir el rango de depósitos de la soldadura y mayor control de temperatura en la ejecución.

Los principales cambios en los detalles de las conexiones se dieron en la forma y tamaño del agujero de acceso a la soldadura. La Figura 2.15 muestra los diferentes detalles de agujeros propuestos. En Japón, se piensa que el detalle de conexión sin agujeros de acceso puede asegurar el mayor desempeño de la ductilidad en la conexión, como se observa en la Figura 2.15(c)

2.3.3. Ciudad de México, 1985 (FEMA 355E).

Osteraas y Krawinkler notaron que el sismo de 1985 fue probablemente el primer evento en el cual un número significativo de edificios, incluyendo los modernos, fueron sujetos a una prueba severa. En la Tabla 2.3 Osteraas y Krawinkler muestran el desempeño de los modernos sistemas estructurales de Ciudad de México.

En la revisión de los edificios afectados se atribuyó el motivo de los daños, en su mayoría, a la pobre calidad de

construcción de los edificios. Por ejemplo, en el edificio 77 Amsterdam Street, una estructura de 11 pisos, las conexiones viga-columna consistían en una placa de cobertura con soldadura de filete al ala de la viga y soldadura de penetración completa en el ala de la columna cajón. Las fallas ocurrieron en la soldadura vertical de filete en la conexión. La soldadura de penetración completa no falló. Osteraas y Krawinkler calcularon que las conexiones fueron apenas capaces de resistir las cargas gravitacionales considerando los tipos y excentricidad de las soldaduras.

Otra estructura estudiada fue el Complejo Pino Suárez. El grupo de cinco edificios sufrió los daños más severos en el sismo. Un edificio de 21 pisos colapsó sobre otro de 14 pisos, como se observa en la Figura 2.16, y otro de 21 pisos tuvo severos daños estructurales y el restante estuvo cerca del colapso. Los edificios Pino Suárez usaron columnas cajón a partir de 4 placas soldadas, las cuales, después del sismo se encontraban fracturadas, y fueron probablemente la razón del colapso del edificio de

21 pisos. La columna dañada se muestra en la Figura 2.17.

La Torre Latino Americana, una estructura de 44 pisos, no presentó daño estructural según Osteraas y Krawinkler *“no es una sorpresa, considerando que el edificio estaba bien diseñado para una estructura de periodo largo”*. Las conexiones de la Torre fueron hechas con alas T todas remachadas como se muestra en la Figura 2.18.

2.3.4. Posibles deficiencias en los edificios metálicos de la ciudad de Guayaquil.

Las lecciones aprendidas de los sismos de Northridge (1994) y Kobe (1995) demostraron que los edificios de acero, diseñados y construidos inapropiadamente, pueden experimentar fallas frágiles en las conexiones a momento viga – columna y poseer poca resistencia sísmica. De acuerdo a FEMA 355E, varios miles de edificios, similares a algunos de los que están siendo construidos en Guayaquil, fueron dañados severamente

(algunos colapsaron) durante el Terremoto de Kobe de 1995.

Del análisis exhaustivo de los edificios muestreados, desde interiores y exteriores, así como también de la serie de entrevistas realizadas a ingenieros se concluye que para la construcción de *algunos de los edificios de acero de pocos pisos* en nuestra ciudad, se ha utilizado criterios de diseño y detalles constructivos obsoletos, los cuales están asociados con modos de fallas estructurales no dúctiles ante la presencia de sismos (Cassagne 2008). Debido a esto, el comportamiento de dichas estructuras podría resultar inadecuado ante la ocurrencia de sismos moderados o severos.

El desempeño sísmico inadecuado de estas estructuras probablemente ocasionaría daños severos o inclusive colapsos acompañados con pérdidas económicas y de vidas humanas. Entre las posibles causas para un desempeño sísmico inadecuado podrían ser las siguientes:

a) *Diseño de los PEARM.* Como se mencionó anteriormente, en el caso de una estructura muestreada se detectó que había sido diseñada solamente para resistir cargas gravitacionales. Esto indicaría de que existe la posibilidad de que ciertos de los edificios de pocos pisos de esta ciudad no han sido diseñados para resistir cargas sísmicas. Esto en parte se debe a que existe construcción informal (no diseñados por un ingeniero estructural ni construido por un ingeniero) en el medio. Por otro lado, para el caso en que si se han considerado cargas sísmicas, algunos edificios tienen características estructurales inadecuadas tales, como por ejemplo irregularidades en planta, en elevación (ver Figura 2.19) y de masa. Para otros que han sido construidos en el centro y en el suburbio de la ciudad, se debe añadir que pueden experimentar “golpeteo” con edificios adyacentes, porque no se ha dejado una distancia mínima entre ellos.

b) *Calidad de mano de obra e inspección.* Tal como ocurrió en el Terremoto de Northridge de 1994, una de las causas de las fracturas frágiles en las conexiones

viga-columna fue el resultado de mano de obra deficiente y de inspección inadecuada (Bruneau et al. 1998). A partir de las diferentes visitas a los edificios muestreados, se ha podido detectar que en ciertos casos la soldadura es inadecuada, insuficiente y realizada por soldadores no calificados y sin procedimientos de inspección adecuados.

A partir de las lecciones aprendidas en los terremotos de Northridge y Kobe, de los resultados de los edificios muestreados y de la serie de entrevistas realizadas se puede inferir que para el caso de las construcciones informales, y posiblemente en el caso de ciertas construcciones formales, de la ciudad existe una alta probabilidad de fractura frágil en especial en la zona de las conexiones viga-columna.

c) *Conexiones*. En las uniones viga-columna se han encontrado deficiencias constructivas y de diseño que probablemente provocarían desempeño inadecuado ante la presencia de sismos moderados o severos.

Como primer ejemplo se puede citar el uso de soldaduras de filete (SF) en las conexiones en lugar de soldaduras de ranura de penetración completa (SRPC), como se observa en la Figura 2.20. Se ha comprobado que la soldadura de filete no tiene un comportamiento adecuado ante sismos moderados o severos (FEMA 355E). Adicionalmente, se encuentra que en unos casos la barra de respaldo no es retirada, como se observa nuevamente en la Figura 2.20 lo cual, como se vio en Northridge 1994, conllevó al desarrollo del mecanismo de fractura. Por otro lado, en varias construcciones informales, se ha podido también comprobar que en las uniones viga-columna, se interrumpe la columna para dar paso a la viga, como se observó en la Figura 2.3.

Como cuarto ejemplo se puede citar que algunas de las conexiones no cumplen con el criterio de columna fuerte-viga débil. Finalmente, en algunos casos se ha podido comprobar que los empalmes de las columnas se realizan en sitios de mayor demanda sísmica, esto es, en la unión, sitios que están prohibidos por las nuevas recomendaciones sísmicas.

d) *Sistema de losa.* Tanto las losas nervadas de hormigón como las losas steelpanel se encuentran unidas a las vigas por medio de conectores de corte. Se ha demostrado que la resistencia de la losa (et al FEMA 350) aumenta la resistencia de las vigas por efectos de sección compuesta, por lo que se recomienda que los conectores de corte deben estar fuera de las zonas protegidas de las vigas, donde se espera se formen articulaciones plásticas. En esta ciudad, muy difícilmente se sigue esta recomendación.

e) *Perfiles utilizados.* Como ya se expuso en la sección 2.2.2, en los miembros estructurales se utilizan básicamente perfiles doblados en frío. Por pruebas efectuadas (et al FEMA 350), se ha demostrado que por el proceso de fabricación de dichos perfiles, estos pierden su capacidad dúctil, por lo tanto, los miembros y la estructura en general pierden ductilidad, lo que genera una gran desventaja ante la presencia de sismos moderados y severos, porque justamente en dichos eventos se requiere que la estructura posea ductilidad.

(f) *Otros*. Los criterios sísmicos utilizados en algunos de los edificios muestreados no incorporan las lecciones aprendidas en los Terremotos de Northridge en 1994, Kobe en 1995 y Ciudad de México 1985, lecciones que en cierta forma ya han sido incluidas en las *“Recomendaciones Sísmicas para Edificios de Acero Estructural”* (ANSI/AISC 341-05). Algunos de los criterios están relacionados a relaciones ancho-espesor de los perfiles, tenacidad de los electrodos, detallamiento de conexiones incluyendo los empalmes entre columnas y la unión de la columnas con las placas base a nivel de cimentación.

2.4. Conexiones Precalificadas.

El terremoto de Northridge demostró que las conexiones utilizadas hasta ese entonces eran inadecuadas para las demandas sísmicas. Después de este descubrimiento, se empezó a adoptar cambios en los códigos de construcción, eliminando las conexiones pre - Northridge y requiriendo que las conexiones a utilizar en los pórticos de acero resistentes a

momento fueran calificadas a través de un programa que ensayara conexiones prototipos. “*The Interim Guidelines for Inspection, Evaluation, Repair, Modification and Design of Welded Moment-Resisting Steel Frames*” (FEMA – 237) creó recomendaciones para permitir el uso de conexiones que hayan demostrado ser apropiadas. Estas recomendaciones fueron adoptadas con pequeñas modificaciones por FEMA 302, *The Seismic Provisions 1997* y *The Uniform Building Code 1997*, los cuales requerían que las conexiones para cualquier tipo de pórticos de acero resistentes a momento sean calificadas.

Bajo este criterio, FEMA investigó y calificó un grupo de conexiones llamadas Conexiones Precalificadas, las cuales pueden ser diseñadas y construidas sin verificación teórica y analítica. FEMA 350 ha precalificado 9 conexiones (soldadas y empernadas) y proporciona especificaciones, procedimientos de diseño y limitaciones para cada conexión, algunas de las cuales también constan en los códigos actualizados pertinentes tal como es el caso de la publicación “*Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*” (ANSI/AISC 358-05).

Según FEMA-350, los siguientes criterios fueron aplicados para definir una conexión como precalificada:

1. Exista suficiente información experimental y analítica acerca del desempeño de la conexión para establecer el probable mecanismo de fluencia y modos de falla.
2. Se han desarrollado modelos racionales para estimar la resistencia asociada a cada mecanismo y modo de falla.
3. Dadas las propiedades de los materiales y la geometría de la conexión, se puede utilizar un procedimiento racional con el fin de estimar cual modo y mecanismo de falla controla el comportamiento y capacidad de deformación (deriva rotacional de entrepiso).
4. Dados los modelos y procedimientos de prueba, la base de datos existente es adecuada para permitir la valoración de la fiabilidad estadística de la conexión.

En general, cuando una conexión es calificada para sistemas de Pórticos Especiales a Momento (PEM), lo es

también para Pórticos Ordinarios a Momento (POM); siempre y cuando los sistemas PEM presenten restricciones en tamaño, luces y otros parámetros de uso

Las Conexiones Precalificadas también son recomendadas, sin análisis exhaustivos, en estructuras con sistemas duales, como lo define FEMA - 302, en la medida que el arrostramiento de la conexión no inhiba o altere el mecanismo de fluencia de su configuración.

2.4.1. Conexiones Soldadas.

FEMA - 350 aborda procedimientos de diseño para diferentes tipos de conexiones soldadas completamente restringidas para PEARM; a aplicarse en nuevas construcciones. La Tabla 2.4 muestra las diferentes conexiones soldadas completamente restringidas para PEARM.

Es importante destacar que en la ANSI/AISC 358-05, que trata específicamente las conexiones precalificadas para pórticos especiales de acero resistentes a

momento, incluye las conexiones WUF-W (welded unreinforced flange welded web – alas no reforzadas soldadas y alma soldada, ANRS-AS) en un Borrador para Revisión Pública, de Mayo de 2008. Por otro lado, las conexiones WUF-B (welded unreinforced flange bolted web – alas soldadas no reforzadas y alma empernada), FF (free flange - ala libre) y la WFP (welded flange plate - placa soldada al ala) de la Tabla 2.4, no se las encuentra en ANSI/AISC 358-05 ni en el Borrador para Revisión Pública, porque al momento de sus publicaciones estas conexiones soldadas se encontraban en proceso de revisión.

Ahora bien, las conexiones ANRS-AS se tratarán en la sección 2.4.3 de manera específica, puesto que es el tipo de conexión a utilizarse en este estudio. A continuación se da una breve reseña de las otras conexiones:

(a) *Conexión WUF-B.* Esta conexión es únicamente precalificada para POM en uniones completamente restringidas. En la unión de las alas de las vigas con las

alas de la columna, se aplica soldadura de ranura de penetración completa, respetando los criterios de FEMA-353 (*Recommended Specifications and Quality Assurance Guidelines for Steel Moment Frame Construction for Seismic Applications*); y placa de corte, empernada, con pernos de alta resistencia, al alma de la viga, y soldada al ala de la columna. La Figura 2.21 proporciona una información mas detallada de lo expuesto. Ver sección 3.5.1 de FEMA-350 para información específica.

(b) *Conexión FF*. Precalificada tanto para POM como para PEM. Este tipo de conexión utiliza soldadura de ranura de penetración completa, respetando los criterios FEMA-353, para unir directamente las alas de las vigas con las alas de la columna. El alma de la viga es removida en un corte simple en el área adyacente al ala de la columna, y es reemplazado con una placa de corte pesada de forma trapezoidal. La placa de corte es soldada con soldadura de ranura de penetración completa al ala de la columna y soldada en todos los lados con soldadura de filete al alma de la viga. La

Figura 2.22 proporciona una mejor y mayor explicación de esta conexión. Ver sección 3.5.3 de FEMA-350 para información específica.

(c) Conexión RBS (Viga de sección reducida).

Precalificada tanto para POM como para PEM. Esta conexión utiliza cortes de radio circular tanto en el ala superior como inferior de las vigas, para reducir el área de las mismas en las longitudes cercanas al final del claro de la viga (donde se formarán las posibles rótulas plásticas). La soldadura de las alas de la viga con las alas de la columna es de ranura de penetración completa, respetando los requerimientos de FEMA-353. Las uniones del alma de la viga, para este tipo de conexión, pueden ser con soldadura de ranura de penetración completa, o placas de corte soldadas o empernadas. FEMA 350 afirma que cuando se utiliza una conexión con viga de sección reducida, los cálculos de derivas de entrepiso elásticas deben considerar los efectos de la reducción de las alas. En lugar de realizar cálculos específicos, se puede considerar un incremento de la deriva del orden del 9% para reducciones de un 50% del

ancho del ala de la viga. Para reducciones de alas de viga menores del 50% se puede determinar el incremento de la deriva mediante una interpolación lineal. La Figura 2.23 muestra de forma general la conexión. Si se requiere detalles minuciosos ver sección 3.5.5 de FEMA-350, capítulo 5 de ANSI/AISC 358-05 y De la Fuente (2007).

2.4.2. Conexiones Empernadas.

ANSI/AISC 358-05 define las conexiones empernadas completamente restringidas como aquellas que se construyen soldando la viga a una placa de unión, y ésta empernándola al ala de la columna. La Figura 2.24 muestra las tres configuraciones precalificadas por la ANSI/AISC 358-05.

El comportamiento de la conexión empernada completamente restringida, puede ser controlado por una cantidad considerable de diferentes estados límites, los cuales se identifican como la fluencia a momento en las vigas, fluencia a momento en las placas de unión,

fluencia de la zona de panel de la columna, falla a tensión o falla a corte de los pernos de las placas, o falla de las diferentes soldaduras aplicadas.

Es de suma importancia recalcar, que el código pretende por medio de este criterio de diseño, asegurar que exista una suficiente resistencia en los elementos de la conexión, con el fin de que la deformación inelástica de la misma sea absorbida por la plastificación de la viga.

La Tabla 2.5 muestra cuatro tipos de conexiones empernadas; donde las dos primeras son consideradas en ANSI/AISC 358-05 y en FEMA-350, y pueden apreciarse en las Figuras 2.25 y 2.26, mientras las dos restantes sólo son consideradas por FEMA 350.

2.4.3. Conexión de alas no reforzadas soldadas y alma soldada (ANRS-AS).

La sección 3.5.2 de FEMA-350 y capítulo 8 del Borrador Público para Revisión (mayo 2008) de ANSI/AISC 385-05, ofrece pautas para diseñar las conexiones completamente restringidas ANRS-AS. Esta conexión es precalificada tanto para POM como para PEM, siguiendo los parámetros incluidos en la Tabla 2.6, cuya aplicación se puede observar en el capítulo 4.

Las conexiones de este tipo, utilizan soldadura de ranura de penetración completa, siguiendo los requerimientos de FEMA-353, para unir las alas de las vigas directamente a las alas de las columnas, y para unir el alma de la viga al ala de la columna. En este tipo de conexión no se aplica ningún tipo de refuerzo, exceptuando una soldadura de filete aplicado a la soldadura de ranura de penetración completa. La importancia del diseño adecuado de los agujeros de acceso de soldadura para este tipo de conexión será tratado en lo posterior. Las Figuras 2.27 y 2.28 son una

muestra típica de este tipo de conexión y de los agujeros de acceso de soldadura.

Es importante recalcar que el desarrollo de las conexiones ANRS-AS, para uso en PEM, ha requerido de investigación significativa, resultando en mayores modificaciones a la usada comúnmente antes del sismo de Northridge 1994. Las revisiones fueron especialmente marcadas en cuanto a limitaciones de tamaños de la vigas; metal de relleno con una tenacidad apropiada, remoción de las barras de respaldo; esmerilado con el fin de limpiar la superficie de escorias o porosidad y adición de un refuerzo de soldadura de filete; diseño y acabado de los agujeros de acceso de la soldadura; mejoras en el control de calidad del proceso de soldado y en los métodos y requerimientos de calidad; y finalmente, en el uso de una unión de alma completamente soldada.

Las investigaciones indican que este tipo de conexión puede tener desempeño sísmico apropiado si son cumplidos todos los procedimientos mencionados. Es importante mencionar que aunque esta conexión pueda

parecer económica, comparada a otras conexiones precalificadas, el diseñador debe notar cuidadosamente la importancia de sus componentes y los detalles que mejoran su desempeño; para que de esta forma se pueda considerar los efectos de dichos componentes en el costo de la conexión, antes de seleccionarla. Paralelamente, se debe recalcar en el hecho de que se debe seguir un riguroso control de calidad durante el montaje y soldado de los miembros, con el fin de conseguir el desempeño exitoso deseado. Además, las limitaciones de los tamaños de las vigas, puede convertir a este tipo de conexión no aplicable en algunos edificios.

2.5. Estudios Experimentales y Analíticos

Según indica FEMA-355D, el beneficio de combinar soldadura de alto desempeño, barras de respaldo retiradas y detalles de agujeros de acceso de soldadura mejorado, no sería suficiente sin otras mejoras para asegurar el comportamiento dúctil de los miembros estructurales utilizados en los nuevos edificios con pórticos de acero. Adicional a esto, análisis no lineales, Ricles et al., 2000) mostraron que los accesorios del alma, mas rígidos

y resistentes, reducían las demandas inelásticas en las áreas críticas de la conexión. Como resultado de aquello, el efecto de la conexión del alma fue examinado como un factor determinante para conseguir un desempeño adecuado de la conexión.

Análisis inelásticos del comportamiento de la conexión (El Tawil y Kunnath, 1998; Ricles et al., 2000) muestran que los accesorios en el alma, tales como placas de refuerzo, a menudo proporcionan muy poca transferencia de fuerza cortante hasta cuando ocurren deformaciones inelásticas importantes. Esta transferencia de fuerza cortante depende no solo del tamaño de los miembros, sino también de la rigidez y resistencia del alma de la conexión. Cuando la conexión del alma no transfiere su contribución total de la fuerza cortante de la viga, los análisis concluyen que se desarrollan mayores esfuerzos y deformaciones unitarias en las alas de la viga, entre los agujeros de acceso de soldadura y la cara de la columna. Como resultado, la soldadura del alma de la viga fue examinada experimentalmente (Ricles et al., 2000) como una forma de mejorar el desempeño sísmico de la conexión de alas soldadas en pórticos de acero resistentes a momento.

Entonces, fueron examinados tres niveles de soldadura, con un mínimo de pernos utilizados en el alma para simular un montaje temporal de la conexión. Las soldaduras de las alas fueron tratadas como se ilustra en la Figura 2.30, y la geometría y acabado de los agujeros de acceso fueron tratados como se muestra en la Figura 2.31. El primer nivel de soldadura, y mas económico, consideró únicamente la soldadura de filete en el extremo de la placa de cortante como ilustra la Figura 2.32. El segundo nivel de soldadura del alma, también ilustrada en la Figura 2.32, consistió en soldadura de ranura de penetración completa. Finalmente, un tercer nivel de soldadura consistió en la suma de los dos niveles anteriores. La soldadura del alma tuvo una influencia considerable en el comportamiento de la conexión como se explicará en lo posterior.

Los tres niveles de soldadura fueron examinados en especímenes etiquetados como LU-T1, LU-T2 y LU-T3. Estos especímenes están basados en las pruebas Michigan (Lee et al, 2000), pero con mejoras en acabados de los agujeros de acceso de soldadura como se ilustran en la Figura 2.31. El espécimen LU-T1 sólo poseía dos pernos, los cuales simulaban la conexión temporal que sería necesaria para sostener la viga

durante el montaje y soldado, pero el alma fue anclada con una soldadura de filete entre el extremo de la placa de cortante y el alma de la viga (primer nivel de soldadura) como se muestra en la Figura 2.32. La rotación plástica, θ_p , alcanzada con este espécimen es muy parecida con aquella alcanzada con almas empernadas, pero una inspección de la curva momento rotación demuestra que el alma empernada tiene mejor comportamiento porque alcanzó en ambos ciclos un θ_p de 0.018 radianes y se fracturó en el ciclo inicial de 0.025 radianes, mientras el espécimen LU-T1 fue incapaz de completar el segundo ciclo de 0.019 radianes. Esta comparación indica que las conexiones de alma soldadas con soldadura de filete son iguales o ligeramente inferiores a las conexiones de alas soldadas y almas empernadas.

El alma del espécimen LU-T2 fue anclado con soldadura de ranura de penetración completa entre el alma de la viga y la cara de la columna (segundo nivel de soldadura), y alcanzó un θ_p de 0.025 radianes en ambos ciclos, y la fractura inicial ocurrió a 0.035 radianes. La comparación de LU-T1 y LU-T2 muestra que la soldadura de ranura de penetración completa, en el alma de la viga, resulta en una mejora significativa en la

capacidad rotacional que aquella alcanzada con soldadura de filete.

Finalmente, LU-T3 fue soldada con los dos niveles de soldadura descritos anteriormente (LU-T1 y LU-T2), y efectuó un ciclo completo de 0.035 rad de rotación. Es importante recalcar, que el espécimen se lo elaboró con viga W36, y que el hecho de haber alcanzado una excelente capacidad rotacional en estas pruebas, nos demuestra que conexiones con almas completamente soldadas, soldadura tenaz a la presencia de muescas en las alas, barras de respaldo detallada (Figura 2.30) y acabado de los agujeros de acceso de soldadura (Figura 2.31), pueden alcanzar una ductilidad adecuada para un amplio rango de miembros y aplicaciones sísmicas. La Figura 2.33 ilustra el comportamiento dúctil del espécimen LU-T3. Como consecuencia del buen desempeño del LU-T3, el uso de soldadura dual fue utilizado en especímenes representativos de una conexión con los efectos que la placa de continuidad y las dimensiones de la columna podrían tener en el desempeño de las mismas. Estos especímenes también alcanzaron una ductilidad buena con modos de falla similares. Una mayor

información se puede obtener de la Tabla 3.4 de FEMA-355D y del capítulo 4 de la misma publicación.

El mecanismo de fluencia de las conexiones con almas completamente soldadas y las ecuaciones de fluencia por cortante y flexión se muestran en la Tabla 2.7; mientras, los modos de falla se muestran en la Tabla 2.8

Los experimentos mostraron otras consecuencias de los accesorios del alma rígidos y resistentes. El primero, es que se demostró que las vigas desarrollaron un mayor endurecimiento por deformación, ocasionando que los momentos máximos, de las conexiones con este tipo de accesorios fácilmente superaran el momento plástico, M_p . Además, se demostró que los momentos máximos de la viga en la cara de la columna fueran un 26 a 42% más grandes que la capacidad plástica de la viga, M_p . Donde M_p se considera el esfuerzo de fluencia real para el acero de la viga. Las vigas también desarrollaron momentos en la cara de las columnas, entre un 10 a 20% más grandes que:

$$M_{p-falla} = Z_b \frac{F_{yb} + F_{tb}}{2} \quad \text{ec. 2.1}$$

donde F_{tb} es el esfuerzo probable a tensión del acero de la viga, F_{yb} es el esfuerzo nominal a tensión del acero de la viga y Z_b es el módulo de sección plástica de la viga. Investigación previa (Coons, 1999) también ha demostrado que momentos que excedían el valor determinado por la Ecuación 2.1 serían alcanzados plenamente por conexiones dúctiles, y que este valor de $M_{p-falla}$ puede ser considerado como el valor mínimo aproximado alcanzado por un miembro o conexión dúctil. Además, un gran endurecimiento por deformación significó que los momentos flectores grandes serían transferidos a las columnas. Es acostumbrado el diseñar pórticos de acero como un sistema estructural de columna fuerte – viga débil de AISC-2005. La conexión de alas y almas soldadas causan un aumento del momento flector en las columnas porque el momento flector de fluencia de la viga es incrementado significativamente por el endurecimiento por deformación. Esto último sumado a los grandes momentos en las vigas produce un incremento en las deformaciones de la zona de panel.

Los modos de falla observados en las conexiones de almas soldadas también proporcionan información significativa del comportamiento de la conexión. El espécimen LU-T1 desarrolló

una modesta capacidad rotacional plástica, un muy limitado endurecimiento por deformación y una pequeña plastificación de la zona de panel. Esta conexión desarrolló agrietamiento inicial, que generalmente inició en la región del ala de la viga. LU-T3 desarrolló una mayor rotación plástica, mayor endurecimiento por deformación, y plastificación de la zona de panel significativa. La fractura inicial desarrollada en este espécimen es fuertemente influenciada, aparentemente, por las deformaciones de la zona de panel.

El tema de la rotación en la cual las cargas gravitacionales ya no pueden ser soportadas, θ_g , también parece estar fuertemente influenciado por conexiones con alma más resistentes y rígidas. Por limitaciones del equipo de prueba, los investigadores no han podido ejecutar experimentos con grandes cantidades de deformación para determinar más acuciosamente esta rotación. Las conexiones con alma más resistentes y rígidas resultan en conexiones de comportamiento rígido, por lo que el agrietamiento y la fractura del ala de la viga junto con el agrietamiento y fractura del alma de la conexión, van acompañados entre sí. Por lo tanto θ_g será ligeramente mayor a θ_p para estas conexiones.

Entonces, los investigadores han demostrado que la adición de una conexión con alma más rígida y resistente resulta en un desempeño adecuado de la conexión. Por lo tanto, conexiones con:

- Electrodo tenaces a la presencia de muesca para la soldadura de alas.
- Barras de respaldo inferiores removidas, limpieza de escorias y remanente de soldadura; y refuerzo con soldadura de tenacidad a muesca como se ilustra en la Figura 2.30.
- Barras de respaldo superiores reforzadas con soldadura de filete tenaces a la presencia de muesca, como indica la Figura 2.30.
- La geometría y acabados de los agujeros de acceso mejorado como en la Figura 2.31.
- Soldadura de ranura de penetración completa entre el alma de la viga y la columna, y soldadura de filete adicionales entre el alma de la viga y la placa de montaje como lo ilustra la Figura 2.30

Resultará en un incremento de la ductilidad de la conexión. Es importante resaltar, que la información de prueba para tales conexiones fue basada en vigas W36. Un análisis estadístico de las pruebas completadas desde el sismo de Northridge, donde se cumplen las condiciones anteriores, muestran que:

$$\theta_{p, \text{ promedio}} = 0.041$$

con una desviación estándar

$$\sigma_p = 0.03$$

Un decremento en el peralte de la viga, resultará en el incremento de la capacidad rotacional, por lo tanto estos límites son aplicables para aquellas conexiones con peraltes de viga menores a W36.

La máxima rotación en la cual las cargas gravitacionales ya no pueden ser soportadas, θ_g , no puede ser determinado directamente de estos experimentos, porque como ya se explicó, los especímenes no fueron sometidos a grandes deformaciones. Como se observó que θ_g siempre va a ser más grande que θ_p ,

un valor de 0.01 radianes más grande que θ_p sería conservador, entonces:

$$\theta_{g, \text{promedio}} = 0.054$$

Y una desviación estándar

$$\sigma_g = 0.002$$

2.6. Ventajas y Desventajas de la Conexión ANRS-AS.

El uso de una conexión ANRS - AS puede traer muchas ventajas. Una de las más obvias es el hecho de que se pueden diseñar y construir sin verificación teórica o analítica, ya que han sido precalificadas por los códigos pertinentes; y por lo tanto, se obtienen estructuras seguras ante eventos sísmicos. Este tipo de conexiones, como lo son las precalificadas, vienen acompañadas de procedimientos y limitaciones, las mismas que están detalladas en FEMA 350 y en ANSI/AISC 358 - 05.

Otra ventaja es que las nuevas filosofías de diseño intentan incrementar la ductilidad y la capacidad de disipar energía de

los pórticos, diseñándolos para que desarrollen un mecanismo global de colapso, como el de columna fuerte – viga débil, para lo cual es beneficioso que se desarrolle una articulación plástica en la viga. La conexión ANRS-AS tiene adecuada resistencia, ductilidad y gran capacidad de disipación de energía.

Además, los procedimientos detallados en FEMA-350 y en el Borrador para Revisión Pública (Mayo 2008) de ANSI/AISC 358-05, facilitan el diseño puesto que detallan los procedimientos de diseño y limitaciones. Finalmente, su ejecución es económica en comparación con otras conexiones precalificadas.

Acerca de las desventajas, se pueden citar las limitaciones que se ponen en los códigos para este tipo de conexión. Por ejemplo el peralte, espesor, peso y el tipo de acero a utilizar en las vigas; las limitaciones de este tipo se pueden observar en la Tabla 2.6. Además, de que se requiere un riguroso control de calidad durante el montaje y soldado de los miembros con el fin de conseguir un desempeño sísmico adecuado.

2.7. Resumen.

Este capítulo presentó una revisión breve de las prácticas constructivas y de diseño en Guayaquil en edificios con Pórticos Especiales de Acero Resistente a Momento (PEARM), y un vistazo histórico a lo ocurrido en este tipo de estructuras en sismos ocurridos en otros países. Como se pudo conocer, los edificios de Guayaquil presentan deficiencias de diseño y de construcción en sus elementos y en las conexiones de los mismos, presentando fallas en el tipo y acabados de la soldadura, geometría de los miembros y en general, en configuración estructural; las mismas, que ocasionaron serios problemas en los sismos mencionados.

En la segunda parte, se trató el tema de los diferentes tipos de conexiones, donde se trató con mayor amplitud la conexión de alas no reforzadas soldadas y alma soldada (ANRS-AS), puesto que es la conexión que se utilizará para el diseño de el edificio modelo de esta investigación.

Finalmente, se justificó el uso de la conexión ANRS-AS, por medio de la explicación de los diferentes estudios analíticos y experimentales que se efectuaron para poder crear esta conexión adecuada para zonas de alto riesgo sísmico.

Tabla 2.1 Secciones Transversales usadas en los edificios de acero dañados en la ciudad de Kobe; (a) columnas, (b) vigas, (c) Diagonales.
(Tomado de Cassagne, 2008)

(a)			(b)			(c)		
Columna	Sección Transversal	Total	Empalme de viga	Tipo de conexión	Total	Diagonales	Sección Transversal	Total
	□ (Doblado en frío)	235 (212)		Soldadura	12		Varilla	77
	○	8		Perno	397		Ángulo	44
	H	409		Desconocido	457		Placa horizontal	44
	□ Formada	70			○		42	
	Desconocido	288			H		8	
					□		6	
				Canal	4			
				Desconocido	227			

Tabla 2.2 Tipos de conexiones usadas en los edificios dañados en la ciudad de Kobe: (a) Columnas, (b) vigas, (c) conexión viga-columna y (d) base de columna. (Tomado de Cassagne, 2008)

(a)			(b)			(c)		
Columnas	Tipo de conexión	Total	Vigas	Tipo de conexión	Total	Conexión viga-columna	Tipo de conexión	Total
	Soldadura	186		Soldadura	43		Soldadura de campo	40
	Perno	19		Perno	135		Soldadura de taller	271
	Desconocido	514		Desconocido	283		Diafragma a través de la columna	144
				Diafragma exterior	6			
				Diafragma interior	8			
				Placa-varilla	161			
				Desconocido	516			

(d)		
Base de columna	Tipo de conexión	Total
	Estándar	270
	Concreto	70
	Embebido	86
	Desconocido	569

Tabla 2.3 Rendimiento de Sistemas Modernos Estructurales de Acero, en el sismo de la Ciudad de México. (Tomado de FEMA-355E)

Sistema estructural	Rendimiento estructural general	Comentario
Pórticos resistentes a momento	41 inspeccionados, todos menores de 12 pisos: 1 con daño severo. 1 con daño reparable. 3 con daño menor.	Los pórticos resistentes a momentos tienen columnas cajón, vigas con perfiles doblados W18 o vigas apuntaladas. Daño concentrado en la conexión viga-columna y en el apuntalamiento de las vigas.
Pórticos resistentes a momentos con espaciamientos reforzados	17 inspeccionados: 2 colapsos totales, 1 parcial y 4 con daño estructural	Casi todo el daño reportado fue en el Complejo Pino Suárez.
Pórticos de acero con muros de corte de concreto	21 inspeccionados: 1 con daño significativo 3 con daño menor	La mayoría del daño en el acero es en el apuntalamiento de las vigas

Tabla 2.4. Conexiones Precalificadas Soldadas Completamente Restringidas (Tomado de FEMA-350, *Recommended Seismic Design Criteria for New Steel-Moment Frame Buildings*)

Connection Type	Criteria Section	Frame Type
Welded Unreinforced Flanges – Bolted Web (WUF-B)	3.5.1	OMF
Welded Unreinforced Flanges – Welded Web (WUF-W)	3.5.2	OMF, SMF
Free Flange (FF)	3.5.3	OMF, SMF
Reduced Beam Section (RBS)	3.5.4	OMF, SMF
Welded Flange Plate (WFP)	3.5.5	OMF, SMF

Tabla 2.5. Conexiones Precalificadas Empernadas Completamente Restringidas (Tomado de FEMA-350, *Recommended Seismic Design Criteria for New Steel-Moment Frame Buildings*)

Connection Type	Criteria Section	Frame Type
Bolted Unstiffened End Plate (BUPE)	3.6.1	OMF, SMF
Bolted Stiffened End Plate (BSEP)	3.6.2	OMF, SMF
Bolted Flange Plate (BFP)	3.6.3	OMF, SMF
Double Split Tee (DST)*	3.7.1	OMF

*This type of connection may be partially or fully restrained depending on design.

Tabla 2.6. Información para precalificar la conexión ANRS-AS.
(Tomado de FEMA-350).

General:	
Sistemas aplicables	POM, PEM
Localización de Rótula Plástica (S_h)	$d_c/2 + d_b/2^*$
Parámetros Críticos de la viga:	
Peralte máximo	W36 y menores
Mínima Relación luz- peralte	POM:5 PEM: 7
Espesor de ala	POM: 1½" o menos PEM: 1" o menos
Materiales permitidos	A572 Grado 50; A913 Grado 50/S75; A992
Parámetros Críticos de la Columna:	
Peralte	POM: sin límites PEM: W12 y W14
Materiales permitidos	A572 Grado 50; A913 Grado 50 y 65; A992
Relaciones Viga/Columna:	
Resistencia de Zona de Panel	PEM: Sección 3.3.3.2 (FEMA 350)
Resistencia al pandeo columna/viga	PEM: Sección 2.9.1 (FEMA 350)
Detalles de Conexión:	
Conexión del alma	Conexión especial. Ver Figura 2.30 solamente.
Espesor de placas de continuidad	Sección 3.3.3.1 (FEMA 350)
Soldadura de alas	Sección 3.3.2.5 (FEMA 350)
Parámetros del proceso de soldadura	Sección 3.3.2.4, 3.3.2.5, 3.3.2.6 (FEMA 350)
Agujeros de acceso de soldadura	Sección 3.3.2.7 (FEMA 350)

* = Estudios realizados por Mao (2000) ubican la rótula plástica a $d_c/2 + d_b/3$ medidos del eje central de la columna.

Tabla 2.7. Mecanismos de fluencia de la conexión no reforzada Post-Northridge (Tomado de FEMA-355D).

Mecanismo de Fluencia	Ecuación que define la resistencia a momento del mecanismo de fluencia en la cara de la columna
Fluencia por flexión de la viga	$M_{fluencia} = SF_{yb}$
Fluencia de la zona de panel	La fluencia ocurre cuando V_{pz} es igual a: $V_{fluencia} = 0.55F_{yc}d_c t_{wc}$
Condición de balance recomendada para capacidad rotacional plástica máxima.	$\frac{\sum M_{fluencia-viga}}{d_b} \left(\frac{L}{L-d_c} \right) \left(\frac{h-d_b}{h} \right) \leq (0.9)0.55F_{yc}d_c t_{wc}$ pero preferentemente $\frac{\sum M_{fluencia-viga}}{d_b} \left(\frac{L}{L-d_c} \right) \left(\frac{h-d_b}{h} \right) \leq (0.6)0.55F_{yc}d_c t_{wc}$

Tabla 2.8 Modos de falla de la conexión Post- Northridge de alas no reforzadas soldadas y alma soldada, con mejoras en los detalles de los agujeros de acceso de soldadura (Tomado de FEMA-355D).

Modo de Falla	Ecuación que define la resistencia a momento del mecanismo de falla en la cara de la columna	Temas relacionados
Fractura de la soldadura del ala de la viga	Ciertos experimentos indican que este modo de falla es abolido para conexiones post- Northridge, si se utilizan electrodos con tenacidad a muesca y barras de respaldo detallado como se muestra en la Figura 2.30	
Fractura en el agujero de acceso de soldadura	Ciertos experimentos indican que este modo de falla es abolido para conexiones con detallamiento de barras de respaldo como se muestra en la Figura 2.30, combinado con agujeros de acceso mejorados tanto en su geometría y acabados, como se observa en la Figura 2.31	
Desgarramiento iniciado en la conexión soldada del alma	Este es el modo de falla mas probable para este tipo de conexión. El desgarramiento en la conexión soldada del alma podría conllevar a fracturas en las alas de la viga.	Este modo de falla es probable que ocurra luego de grandes deformaciones plásticas y después de que se alcanza el momento plástico de falla por flexión.
Flexión plástica de la viga	$M_{y-falla} = Z_b \frac{F_{yb} + F_{tb}}{2}$	Esta capacidad a momento es probablemente excedido por esta conexión.
Pandeo del ala	para alas $\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_y}}$	
Pandeo del alma	controla si: $\frac{d_b}{t_w} \leq \frac{418}{\sqrt{F_y}}$	
Pandeo torsional lateral	$L_b < \frac{2500r_y}{F_y}$	L_b es la longitud libre definido por la AISC.
Placas de continuidad	Las placas de continuidad son requeridas si $t_{cf} \geq 0.4 \sqrt{\frac{F_{yf}}{F_{yc}}}$ donde $P_{bf} = 1.8 t_{fb} b_{fb} \frac{F_{yb} + F_{tb}}{2}$	NOTA: Esta ecuación era la disponible en el momento de publicación de FEMA-355D. Para una ecuación más actual, ver capítulo 3 de esta investigación.
Flexión de columna débil	$1.1 < \frac{\sum Z_c \left(\frac{F_{yc} - P_{bf}}{A} \right)}{\sum Z_c \left(\frac{F_{yb} + F_{tb}}{2} \right)}$	El proponer un límite para controlar las deformaciones plásticas de la columna refleja el hecho de que en esta conexión ocurre un significativo endurecimiento por deformación.

Nota: Todas las propiedades de los materiales necesarios en esta tabla son valores probables más no valores mínimos