وزارت علوم، تحقیقات و فناوری

دانشگاه تفرش

دانشکده مهندسی عمران

پایان نامه کارشناسی ارشد

بررسی اثر سخت کننده قائم بر رفتاراتصال تیر I به ستون قوطی

استاد راهنما:

آقای دکتر اردشیر دیلمی

دانشجو:

علی شوفرپور

1390

بسم الله الرحمن الرحيم

تقدیم به

پدر و مادر عزیزم که همواره حامی و پشتیبان من بوده اند.

با تشکر از زحمات استاد محترم جناب آقای دکتر اردشیر دیلمی که با راهنمایی های خود همواره راهگشای اینجانب بوده اند .

عنوان : بررسی اثر سخت کننده قائم بر رفتار اتصال تیر I به ستون قوطی

نام خانوادگی دانشجو : شوفرپور **نام** : علی **مقطع :** کارشناسی ارشد **گرایش :** سازه

چکیده :

در این پایان نامه مشکلات ومسائل مربوط به اتصال تیر I به ستون قوطی و همچنین کارهایی که دیگران برای بهبود رفتار این اتصال در برابر نیروی زلزله انجام داده اند بررسی شده است . بررسی ها نشان داده است که سه مشکل اصلی اتصال تیر I به ستون قوطی ، رفتار نامناسب چشمه اتصال ، کشیدگی بال ستون توسط بال تیر وتنش بالای جوش اتصال تیر I به ستون قوطی میباشد . برای رفع این مشکلات روش جدیدی برای اتصال تیر I به ستون قوطی با استفاده از صفحات قائم ارائه شده است . در این روش از صفحات پیوستگی داخل ستون استفاده نشده و نیرو از طریق ورق های قائم به جان ستون قوطی انتقال میابد . برای بررسی این اتصال از نرم افزار المان محدود ANSYS استفاده شده است . مطالعات نشان داده است که اتصال پیشنهادشده بر اساس آئین نامه AISC جزء اتصالات کاملا مقاوم وکاملا شکل پذیر وگیردار میباشد و قابلیت استفاده در قاب خمشی ویژه را دارد .

کلمات کلیدی :

ستون قوطی ، تیر I ، اتصال ، المان محدود ، سخت کننده قائم

فهرست مطالب

عنوان **صفحه**

فصل اول : طبقه بندی اتصالات خمشی بر اساس آیین نامه AISC 2005.....2

1-1 طبقه بندی اتصالات بر اساس آیین نامه AISC2005 2

1-1-1 سختی اتصال 3

1-1-2 مقاومت اتصال 3

1-1-3 شکل پذیری اتصال 4

2-1 طبقه بندی قابهای خمشی در آیین نامه لرزه ای AISC 2005 5

فصل دوم : بررسی مشکلات اتصالات در زلزله نورتریج 7

1-2 آسیب های وارده به اتصالات قبل از زلزله نورتریج 7

2-2 طبقه بندی آسیبهای اتصالات جوشی در زلزله نورتریج 11

2-2-1 آسیبهای تیر 11

2-2-2 آسیبهای بال ستون 13

2-2-3 آسیبها ، نواقص و ناپیوستگی های جوش 14

2-2-4 آسیبهای ورق اتصال جان 15

2-2-5 آسیبهای چشمه اتصال 16

فصل سوم : روش های پیشنهاد شده 17

3-1 کلیات.....17

3-2 اتصال تیر I به ستون قوطی با سخت کننده لچکی 19

3-2-1 نمونه های آزمایشی 19

3-2-2 تاریخچه های بارگذاری و راه اندازی آزمایش 21

3-2-3 مکانیزم گسیختگی نمونه ها 22

3-2-4 پاسخ هیسترزیس 24

3-2-5-نتیجه گیری 26

3-3- بررسی اتصال تیر به ستون جعبه ای با کاهش مقطع تیر(RBS) 27

3-3-1 تحقیق انجام شده توسط آقایان جاماسبی وثنائی 27

3-3-1-1 مدلسازی اتصالات 27

3-3-1-2 مشخصات کلی نمونه ها 29

فهرست مطالب

عنوان **صفحه**

3-1-3-3 اتصالات با مقطع کاهش یافته تیر (RBS) 30
3-1-3-4 قابهای مقاوم خمشی با اتصالات RBS 33
3-1-3-5 نتیجه 34
3-4 اتصال خمشی تیر I شکل به ستون قوطی با بکارگیری ورق میانگذر 35
3-4-1 مسیرهای انتقال بار و مقایسهٔ آنها با اتصالات متداول 36
3-4-2 جزئیات بندی نمونه ها ی آزمایش 38
3-4-3 پیکربندی و بارگذاری آزمایش 39
3-4-4 رفتار نمونه اول طی آزمایش چرخه ای 40
3-4-5 رفتار نمونه دوم طی آزمایش چرخه ای 40
3-4-6 بررسی رفتار غیر خطی نمونه ها 41
3-4-7 بررسی رفتار ورق میانگذر در ناحیهٔ میانی 42
3-4-8 بررسی گیرداری اتصال 43
3-4-9 نتیجه گیری 43
3-5 رفتار لرزه ای نواحی پانلی در اتصالات تیر به ستون در قابهای فولادی مقاوم خمشی 45
3-5-1 انتقال نیرو دراتصال صلب از تیر آی شکل به ستون جعبه ای 45
3-5-2 تحلیل اتصال گیردار تیربه ستونهای جعبه ای بدون سخت کننده داخلی 48
3-5-3 رفتار ستون جعبه ای در اتصال تیر آی شکل به ستون جعبه ای 53
3-5-3-1 شرایط مورد نیاز ناحیه پانلی 57
3-5-3-2 .مطالعات تحلیلی المان محدود 59
3-5-3-3 نتایج 61
3-6 بررسی اتصال تیر I به ستون قوطی با استفاده از سخت کننده خارجی 62
3-6-1 تحقیق انجام شده توسط آقایان Lee،Ting، Shanmugam 62
3-6-1-1 تحقیقات مقدماتی 62
3-6-1-2 تحقیقات تجربی 64
3-6-1-3 نتیجه گیری 67
3-6-2 تحقیق انجام شده توسط آقایان قبادی و قاسمیه و مزروعی و ابوالمالی 68
3-6-2-1 مقدمه 68
3-6-2-2 پاسخ موضعی اتصال 70

فهرست مطالب

عنوان **صفحه**

3-2-6-3 پاسخ های چرخه ای اتصال 74
4-2-6-3 برنامه آزمایشگاهی 75
5-2-6-3 بررسی نتایج آزمایش 77
6-2-6-3 نتیجه گیری 78
فصل چهارم : بررسی رفتار چرخه ای اتصال خمشی تیر I به ستون قوطی با صفحات سخت کننده قائم.. 79
1-4 روش ساخت اتصال 80
2-4 انتخاب مدل ها 81
2-4-ابعاد مدلها 81
3-4 مشخصات مصالح 84
4-4 نرم افزار و المان استفاده شده برای مدل سازی 86
5-4 مدلسازی حجمی 86
6-4 مش بندی 87
7-4 شرایط مرزی 88
8-4 بارگذاری 90
9-4 تاییدیه نرم افزار 91
1-9-4 مقایسه نتایج 92
10-4 پاسخ های اتصال 95
1-10-4 توزیع تنش – کرنش و نمودار هیسترزیس نمونه ها 95
2-10-4 منحنی هیسترزیس لنگر- زاویه چرخش چشمه اتصال و خود اتصال 114
1-2-10-4 اثبات فرمول 115
11-4 بررسی توزیع تنش فون میسز در محل جوش ها 126
12-4 بررسی رابطه ارتفاع تیر با سختی و مقاومت اتصال 132
13-4 دستورالعمل طراحی اتصال تیر I به ستون قوطی با سخت کننده قائم 134
14-4 مقایسه اتصال معمولی با اتصال با صفحه قائم ارائه شده توسط این پایان نامه 137
1-14-4 کانتور تنش و کرنش پلاستیک معادل و نمودار هیسترزیس اتصال معمولی 138

فصل پنجم : نتیجه گیری و پیشنهادات 144
5-1 نتایج 144
5-2 پیشنهادات 145

پیشگفتار

با افزایش طبقات ساختمان ها و افزایش بارهای خمشی و محوری ستون ها این اعضای سازه ای به سطح مقطع و اساس مقطع بزرگتری نیاز دارند . از آنجا که ستون های با مقطع H از نظر سطح مقطع و اساس مقطع دارای محدودیت میباشند استفاده از ستون های قوطی ، که از به هم جوش دادن چهار ورق ساخته میشوند رو به افزایش است . این در حالی است که تحقیقات زیادی در مقایسه با ستون های H شکل روی اتصال این ستون ها صورت نگرفته است . به همین علت تصمیم بر این شد تا در این پایان نامه به بررسی رفتار این اتصال پرداخته شده و روشی برای بهبود رفتار این اتصال ارائه شود .حال در این بخش به توضیح مختصری درباره بررسی های انجام شده در فصول مختلف پایان نامه پرداخته شده است . در فصل اول طبقه بندی اتصالات بر اساس آیین نامه AISC 2005 از نظر سختی ، مقاومت و شکل پذیری صورت گرفته و انواع قاب های خمشی بر اساس این آیین نامه تقسیم بندی شده است .

در فصل دوم به علت اهمیت زلزله نورتریج و تغییراتی که در اتصالات خمشی بعد از این زلزله اتفاق افتاد به بررسی آسیب های ایجاد شده در این اتصالات پرداخته شده و در قسمت بعدی این فصل این آسیب ها دسته بندی شده است .

در فصل سوم اتصال تیر I به ستون قوطی بررسی شده وروشهای مختلف بهبود رفتار این اتصال ارائه شده است . این روشها به طور کامل توضیح داده شده ودر پایان هر بخش نتایج آن روش ارائه شده است .

در فصل چهارم رفتار اتصال تیر I به ستون قوطی با سخت کننده های T شکل بررسی شده و مزیت ها ومعایب این نوع اتصال بررسی شده است . در قسمت بعدی این فصل روش ارائه شده توسط آقای قبادی وهمکارانش که به منظور تقویت اتصالات موجود صورت گرفته بیان شده است .

در فصل پنجم در ابتدا به منظور تایید نرم افزار استفاده شده در این پایان نامه کار انجام شده توسط آقای دیلمی با ستون دوبل دوباره مدل سازی شد ونتایج با یکدیگر مقایسه شده است . سپس ابعاد وجزئیات مدل ها ، مشخصات مصالح ، المان های استفاده شده به منظور مدل سازی ، روش مدل سازی ومش بندی ، نوع ونحوه بارگذاری و شرایط مرزی معرفی شد . در قسمت بعد نتایج مختلف مدلها از جمله کانتورهای تنش و کرنش ونمودارهای هیسرزیس ارائه شد و در پایان این فصل اتصال مورد بحث از جنبه های مختلف بر اساس آیین نامه AISC طبقه بندی شد .

در فصل آخر یعنی فصل ششم نتایج حاصل از مطالعات این پایان نامه دسته بندی شده و در هفت مورد آورده شده است . در قسمت بعد به منظور ادامه کار این پایان نامه پیشنهاداتی ارائه شده است .

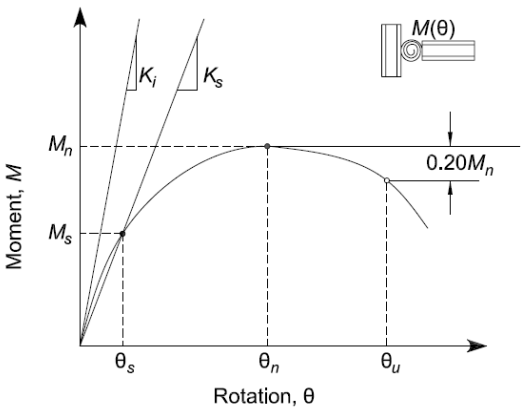
فصل اول

طبقه بندی اتصالات خمشی بر اساس آیین نامه AISC 2005

بررسی دقیق عملکرد اتصالات در یک سازه فولادی از اهمیت ویژه ای برخوردار است و عدم توجه به آن در هنگام طراحی و اجرای اتصالات در سازه های فولادی نه تنها موجب خرابی در خود اتصال می شود بلکه اثرات ویران کننده ای بر کل سازه نیز خواهد گذاشت . از این رو این فصل به شرح و بررسی ضوابط طبقه بندی اتصالات از دیدگاه آیین نامه های مختلف سازه های فولادی می پردازد .

1-1- طبقه بندی اتصالات بر اساس آیین نامه AISC2005

مهمترین رفتار اتصال را می توان با نمودار لنگر – چرخش M-θ مدلسازی نمود . شکل (1-1) یک نمونه نمودار M-θ را نشان می دهد . در منحنی لنگر – چرخش ، اتصال به عنوان یک ناحیه از تیر و ستون همراه با اجزای تشکیل دهنده اتصال تعریف شده است . پاسخ اتصال به صورتی که هم شامل سهم اعضای تشکیل دهنده اتصال وهم شامل سهم انتهای اعضای متصل شونده و ناحیه پانلی باشد تعریف میشود . [1]



شکل (1- 1) : یک نمونه منحنی M-θ [1]

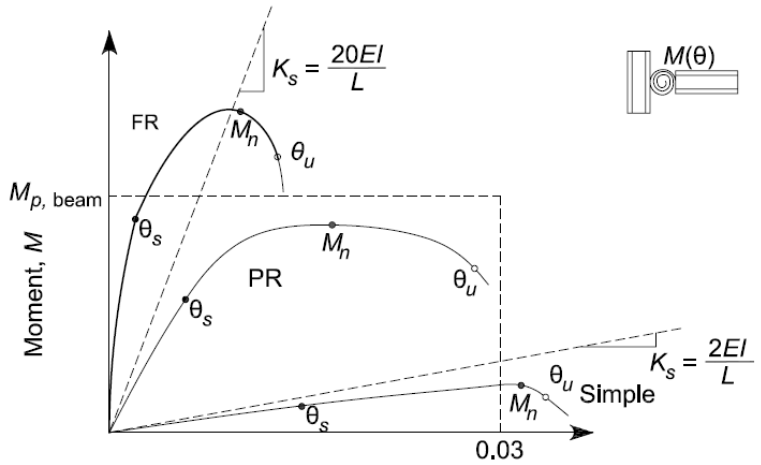
1-1-1-سختی اتصال

به دلیل اینکه رفتار غیر خطی اتصال ، خود را حتی در سطوح پایین لنگر – چرخش نشان می دهد ، سختی اولیه اتصال ki که در شکل (1-1) نشان داده شده پاسخ اتصال را به اندازه کافی در سطح بهره برداری توصیف نمی کند . علاوه بر این تعداد زیادی از انواع اتصالات سختی اولیه قابل اعتمادی از خود نشان نمی دهند . بنابراین سختی سکانت ks به عنوان شاخص سختی اتصال در بارهای سرویس در نظر گرفته می شود .

= —

در اینجا M_S و θ_S به ترتیب لنگر و چرخش تحت بارهای سرویس هستند .

اگر 20 ≥ —— ، اتصال به عنوان اتصال کاملا گیر دارد (FR) و اگر 2 ≤ —— ، اتصال به عنوان اتصال ساده در نظر گرفته می شود . اتصالات با سختی بین این دو محدوده اتصالات نیمه گیر دارد (PR) در نظر گرفته می شوند. در بحث بالا L و E I طول و صلبیت خمشی تیر و M_p لنگر پلاستیک تیر می باشد . لنگر پلاستیک تیر از ضرب اساس مقطع پلاستیک تیر در تنش تسلیم بدست می آید . یک نمونه از منحنی پاسخ اتصالات FR ، PR و ساده در شکل (1-2) نشان داده شده است . نقطه صلب θ_S نشان دهنده سطح بارهای سرویس و در نتیجه تعریف سختی سکانت می باشد .[1].



شکل (1- 2) : یک نمونه پاسخ اتصال FR، PR و ساده[1]

2-1-1-مقاومت اتصال

مقاومت اتصال حداکثر لنگری است که اتصال می تواند تحمل کند ، که در شکل (1-2) نشان داده شده است . مقاومت اتصال را می توان بر اساس مدل حالت حد نهایی اتصال و یا آزمایش فیزیکی تعیین کرد . اگر پاسخ لنگر – چرخش ، یک نقطه ماکسیمم

آشکار و واضحی نداشت می توان لنگر متناظر با چرخش 0.02 رادیان را به عنوان نقطه نهایی در نظر گرفت . همچنین یک حد پایین برای مقاومت در نظر گرفته شده است که اتصالاتی که مقاومت آنها از آن مقدار کمتر است به عنوان اتصال ساده در نظر گرفته می شوند . اتصالاتی که کمتر از 20% لنگر پلاستیک تیر درچرخش 2% رادیان را انتقال میدهند به عنوان اتصال بدون مقاومت خمشی در نظر گرفته میشوند . با این حال باید بدانیم که مقاومت مجموع تعداد بسیاری اتصال ضعیف هنگامی که با تعدادی کمی اتصال قوی مقایسه می شوند می تواند مهم باشد .در شکل(1-2) نقطه M_n حداکثر مقاومت و θ_n چرخش متناظر با آن را نشان می دهد . نقطه انتهایی θ_u حداکثر ظرفیت چرخشی را نشان می دهد باید توجه داشت که ممکن است اتصالات کاملا گیردار (FR) مقاومتی کمتر از مقاومت تیر داشته باشند . همچنین ممکن است اتصالات نیمه گیردار (PR) مقاومتی بیشتر از مقاومت تیر داشته باشند . مقاومت اتصال باید برای مقاومت در برابر بارهای طراحی کافی باشد . اگر اتصالی تمام مقاومت خمشی تیر را بتواند انتقال دهد این اتصال را اتصال کاملا مقاوم و در غیر اینصورت اتصال را اتصال نسبتا مقاوم می نامیم .[1]

1-1-3- شکل پذیری اتصال

اگر مقاومت اتصال به طور قابل ملاحضه ای بیش از لنگر پلاستیک تیر باشد سیستم سازه ای به وسیله تیر کنترل می شود و اتصال به صورت الاستیک در نظر گرفته می شود . اگر مقاومت اتصال فقط کمی بیش از لنگر پلاستیک تیر باشد ممکن است اتصال قبل از رسیدن تیر به مقاومت نهایی وارد تغییر شکل های غیر الاستیک بشود. اگر مقاومت تیر بیشتر از مقاومت اتصال باشد تغییر شکل ها می تواند در تیر متمرکز شود. نیازهای شکل پذیری اتصال به کاربرد خاص آن بستگی دارد برای مثال شکل پذیری لازم برای یک قالب مهاربندی در یک ناحیه غیر لرزه ای به طور کلی کمتر است از شکل پذیری لازم در یک ناحیه با لرزه خیز بالا. نیازمندیهای شکل پذیری چرخشی برای طراحی لرزه ای به سیستم سازه ای بستگی دارد . در شکل (1-2) ظرفیت چرخش ، θ_u می تواند به عنوان چرخش اتصال در نقطه ای با یکی از دو شرط زیر تعریف شود

الف) کاهش مقاومت اتصال به $0.8M_n$

ب) تغییر حالت اتصال بعد از 0.03 رادیان

معیار دوم برای اتصالاتی در نظر گرفته شده که کاهش مقاومتی تا چرخش های بزرگ از خودنشان نمی دهند. در طراحی ، تکیه به این چرخش های بزرگ محتاطانه نمی باشد . [1]

2-1- طبقه بندی قابهای خمشی در آیین نامه لرزه ای AISC 2005

آیین نامه لرزه ای AISC قابهای خشی فولادی را به سه دسته تقسیم می نماید که به شرح ذیل می باشد

الف - قابهای خمشی ویژه (SMF)

از این قابها انتظار می رود در برابر تغییر شکل های غیر الاستیک که در اثر حرکت ناشی از نیروی زلزله ایجاد مـی شـود مقاومـت نماید .

شرایط لازم برای اتصالات در این قابها :

1- اتصال باید توانایی تحمل تا زاویه 0.04 رادیان راداشته باشد

2- مقاومت خمشی اتصال در وجه ستون در زاویه دربفت 0.04 رادیان باید حداقل 80 درصد لنگـر پلاسـتیک تیـر متصـل بـه آن باشد .

ب- قابهای خمشی متوسط (IMF)

از این قابها انتظار می رود که تیر و اتصال در برابر تغییر شکل های غیر الاستیک محدودی ، در برابر حرکت های ناشی از نیـروی زلزله مقاومت کنند .

شرایط لازم برای اتصالات در این قابها :

1- اتصال باید توانایی تحمل تا زاویه دریفت 2% رادیان را داشته باشد

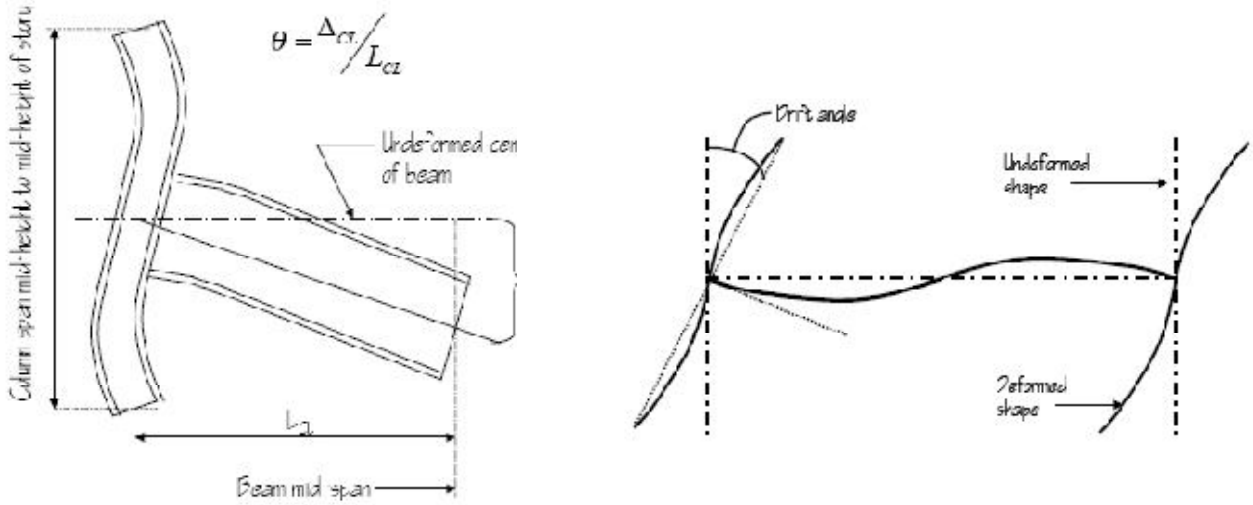
پ - قابهای خمشی معمولی (OMF)

از این قابها انتظار می رود که تیر و اتصال در برابر تغییر شکل های غیر الاستیک بسیار کمی که در اثر حرکـت ناشـی از نیـروی زلزله ایجاد می شود مقاومت کنند .

شرایط لازم برای اتصالات در این قابها

اتصالات تیر به ستون در این قابها باید به صورت جوش و یا پیچ های پر مقاومت ساخته شوند .

اتصالات کاملا گیر دارد (FR) یا نیم گیر دارد (PR) در این قابها مجاز هستند ، طریقه محاسبه زاویـه دریفـت طبقـه در نمونـه های یک طرفه و دو طرفه که در بالا توضیح داده شده در شکل (1-3) نشان داده شده است .[2]



شکل (1- 3) : طریقه محاسبه زاویه دریفت طبقه[2]

فصل دوم

بررسی مشکلات اتصالات در زلزله نورتریج

2-1- آسیب های وارده به اتصالات قبل از زلزله نورتریج[3]

برای سالهای طولانی هدف اصلی آیین نامه های لرزه ای سازه ها این بوده است که سازه هایی با توانایی مقاومت در برابر زمین لرزه های شدید بدون فروپاشی اما با خسارات قابل توجه ایجاد نمایند . به منظور ایجاد این کار یکی از اصول اساسی در آیین نامه های جدید تشویق استفاده از پیکر بندی ساختمان ، سیستم های سازه ای ، مصالح و جزئیاتی که قادر به رفتار شکل پذیر باشند می باشد . سازه ای که به طور شکل پذیر رفتار می کند قادر به تحمل تغییر شکل های غیر الاستیک بزرگ بدون گسترش ناپایداری و فروپاشی خواهد بود . نیروهای طراحی مشخص شده توسط آیین نامه ها برای سیستم های سازه ای خاص با مقدار شکل پذیری بیشتر برای نیروهای کمتری نسبت به سازه های با شکل پذیری پایین تر طراحی می گردند . سیستم های که به عنوان سیستم شکل پذیر تلقی می شوند قادر به افزایش تقاضای مقاومت نسبت به محدوده مقاومت الاستیک خود خواهد بود در آغاز دهه 1960 مهندسان به سازه های با قابهای خمشی فولادی جوشی که به عنوان یکی از شکل پذیر ترین سیستم ها در آیین نامه ها موجود بود توجه کردند بسیاری از مهندسین معتقد بودند که سازه های با قابهای خمشی فولادی در برابر آسیب های ناشی از زلزله به طور عمده ای آسیب ناپذیر می باشند و اینگونه به نظر می رسید که اگر آسیبی رخ دهد این آسیب محدود به تسلیم شکل پذیر در اعضای اتصالات می باشد و فروپاشی ناشی از زلزله در این سیستم ها غیر ممکن به نظر می رسید به دلیل همین عقیده تعدادی سازه های صنعتی بزرگ ، تجاری و دولتی در غرب ایالات متحده با سیستم قاب خمشی ساخته شد .

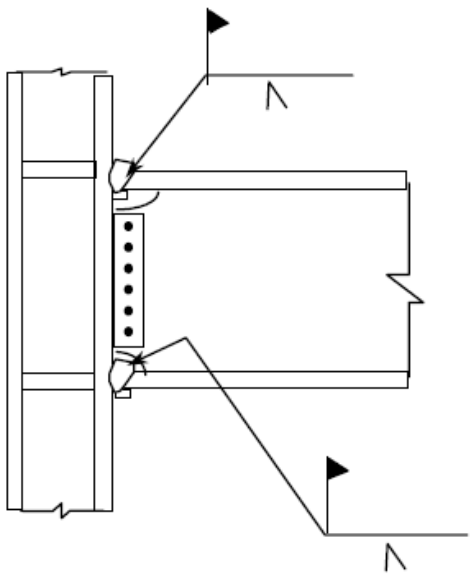
زلزله نورتریج 17ژانویه سال 1994 این باور را به چالش کشید . بعد از آن زلزله تعدادی از سازه های با قاب خمشی فولادی شکست های ترد را در اتصال تیر به ستون تجربه کردند. ساختمان ها در طیف وسیعی ، از ساختمان 1 طبقه تا 26 طبقه و ساختمان به قدمت 30 سال تا ساختمان در حال ساخت آسیب دیدند . ساختمان های آسیب دیده در یک ناحیه جغرافیایی وسیعی گسترش پیدا کرده بود و محل هایی که فقط سطوح متوسط لرزش را تجربه کرده بودند نیز شامل می شدند . اگر چه تعداد نسبتا

* در این فصل از ترجمه پایان نامه آقای یخچالیان استفاده شده است

اندکی از ساختمانها در محل هایی با زمین لرزه های قوی قرار گرفته بودند اما این ساختمانها آسیب هـای گسـترده ای دیـده بودند. کشف این شکست های ترد پیش بینی نشده در اتصالات قابهابرای مهندسان و صنعت ساختمان هشـدار دهنـده بـود ایـن کشف همچنین باعث این نگرانی شد که ممکن است در زلزله های گذشته نیز آسیب هایی رخ داده اسـت کـه مـورد توجـه قـرار نگرفته است . تحقیقات بعدی وجود چنین آسیب هـایی را در تعـداد محـدودی از سـاختمانهای در معـرض زلزلـه در سـال هـای Lander1992 ، BIGBEW 1992 و Loma prieta1989 تائید کرد. در مجموع ساختمان هـای بـا قـاب خمشـی فولادی آسیب دیده به وسیله زمین لرزه نورتریج هدف اصلی آیین نامه های ساختمان قرار گرفت . سازه های با قابهـای خمشـی فولادی با این فرض که توانایی تسلیم و تغییر شکل پلاستیک گسترده را دارند برای مقاومت در مقابل لرزش زمین طراحـی شـده بودند.

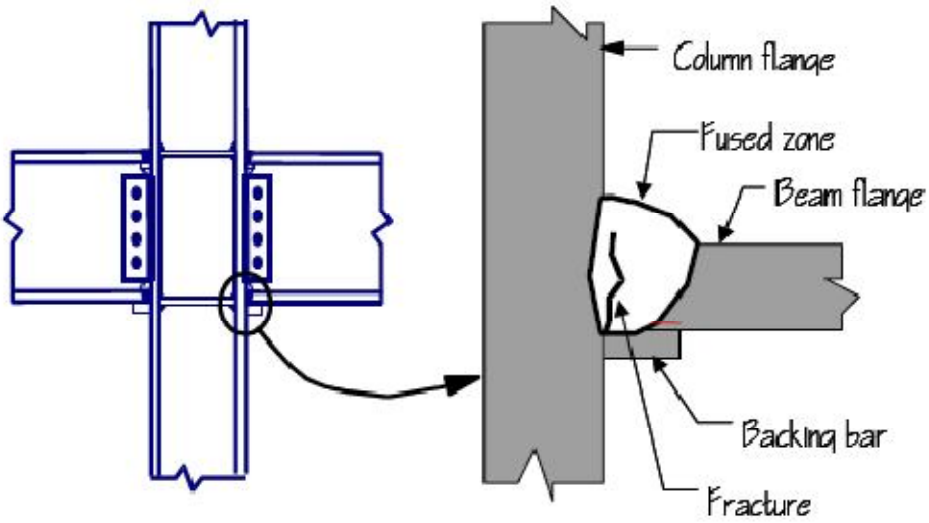
آسیب های مورد انتظار شامل تسلیم و کمانش موضعی المانهای فولادی بود نه شکستهای ترد ، اینگونه فرض مـی شـد کـه شکل پذیری سازه های فولادی با قاب خمشی با تشکیل مفصل پلاستیک در تیرها ، تغییـر شـکل برشـی پلاسـتیک در چشـمه اتصال و یا ترکیبی از این دو بدست می آید .

این باور وجود داشت که اتصالات خمشی بکار گرفته شده در سازه های فولادی توانایی ایجاد چرخشهای پلاستیک بزرگتـر از 0.02 رادیان یا بیشتر را بدون کاهش مقاومت عمده دارا می باشند . در شکل (2-1) اتصال خمشی مورد استفاده قبـل از نـورتریج را مشاهده می نمایید.



شکل (2-1) : اتصال خمشی قبل از زلزله نورتریج[3]

مشاهده خرابیهای مستمر ساختمان ها در زلزله نورتریج 1994 نشان داد که بر خلاف رفتار در نظر گرفته شده در بسیاری از موارد شکستهای ترد در اتصالات در سطوح بسیار پایین تقاضای پلاستیک و در بعضی از سازه ها در حالت الاستیک شروع شده بود . اکثر شکستها از درون جوش نفوذی کامل بین بال پایینی تیر و بال ستون آغاز شده و با توجه به شرایط اتصال در مسیر های مختلف پیشروی کرده بودند . در شکل (2-2) ناحیه شکست اتصال تیر به ستون را مشاهده می نمایید .



شکل (2-2) : ناحیه معمول شروع شکست در اتصال تیر به ستون [3]

در بعضی موارد شکستها بطور کامل در ضخامت جوش پیشرفت کرده بودند ، در تعدادی از موارد نیز شکست بصورت یک ترک در بال ستون در پشت جوش نفوذی کامل بود ، در این موارد بخشی از بال ستون متصل به بال تیر باقی مانده ولی از بقیه قسمتهای ستون جدا شده بود این نوع شکست خرابی لولایی یا (Divot Failure) نامیده می شود . تعدادی از شکستها بطور کامل در بال ستون در امتداد یک صفحه تقریبا افقی که در تراز بال پایینی تیر قرار دارد پیشرفت کرده بودند . در بعضی موارد این شکستها به جان ستون گسترش پیدا کرده و در چشمه اتصال پیشرفت کرده بودند . بررسی ها در بعضی موارد شکست کامل در مقطع ستون را گزارش کرده اند. هنگامی که چنین شکستهایی رخ دهد اتصال تیر به ستون کاهش عمده در صلبیت خمشی و مقاومت را تجربه می کند . مقاومت خمشی و سختی باقیمانده از طریق کوپلی که بین نیروی بال بالایی و پیچهای نبشی جان تشکیل می شود ایجاد می گردد بنابراین اتصالات پیچی نبشی جان نیز آسیب می بینند . این آسیبها شکست جوش مکمل نبشی جان به تیر و یا شکست در مقطع ضعیف نبشی جان که در تراز سوراخهای پیچها قرار دارد ، را شامل می شوند . در شکل (2-3) حالتهای مختلف پیشروی شکست در اتصالات را مشاهده می نمایید .

الف) شکست در ناحیه جوش

ب) قلوه کن شدن بال ستون

پ) شکست در بال ستون

ت) شکست در جان

ث) شکست عمودی ورق اتصال جان تیر به بال ستون

شکل (2-3) : حالتهای مختلف پیشروی شکست در اتصالات[3]