WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

نسخه انتشار: تابستان ۱۴۰۲ **Version: 8**

- این جزوه برای استفاده در کلاس‌های طراحی ساختمان‌های فولادی با تاکید بر ضوابط لرزه‌ای و مباحث مرتبط تهیه شده است و استفاده تنها از آن، ممکن است چندان گویا نباشد.
- این جزوه به مرور تکمیل و مباحث نرم‌افزاری به آن اضافه خواهد شد.
- سعی شده در این جزوه مباحث مهم در ارتباط با طراحی براساس ساختمان‌های فولادی با تاکید بر ضوابط لرزه‌ای بحث شود. در صورت وجود خطا در این نوشتار، لطفاً با اطلاع رسانی، بنده را در بهبود کیفیت آموزشی آن همراهی نمایید.

انتشار غیرتجاری این جزوه با ذکر منبع بلامانع است.

برای دریافت آخرین نسخه از این جزوه و سایر آموزش‌ها می‌توانید عضو کانال تلگرامی @AlirezaeiChannel شوید.

صفحه ۲ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

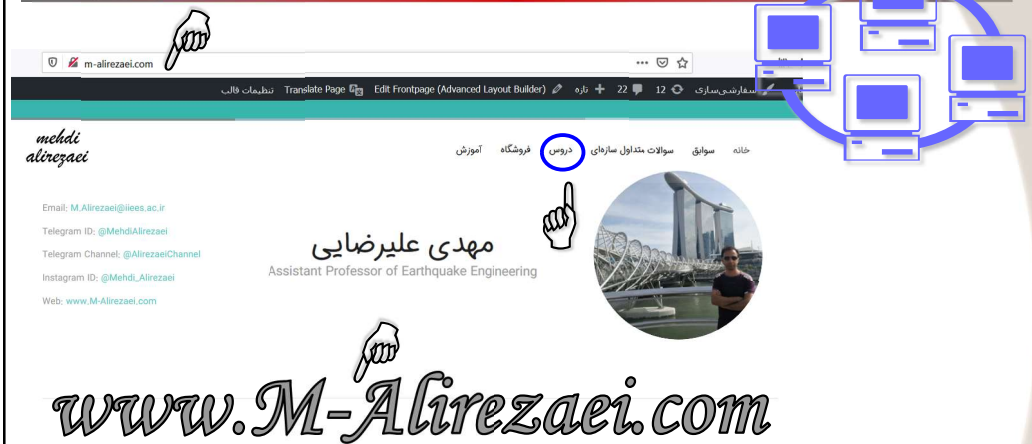
@AlirezaeiChannel

کانال تلگرام

برای دریافت آخرین نسخه از آموزش‌ها می‌توانید عضو کانال تلگرامی @AlirezaeiChannel شوید.

صفحه ۳ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



صفحه ۴ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

فهرست مطالب

1 ⇦ الزامات عمومی در طرح لرزه‌ای سازه‌های فولادی
2 ⇦ الزامات لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی
3 ⇦ الزامات لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی‌شده و دیوارهای برشی فولادی
4 ⇦ الزامات لرزه‌ای قاب‌های خمشی مختلط ویژه
5 ⇦ الزامات لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی‌شده و دیوار برشی مختلط
6 ⇦ اتصالات گیردار پیش تأییدشده
7 ⇦ روش تأیید اتصالات گیردار
8 ⇦ روش تأیید مهاربندهای کمانش‌تاب

Emphasizing Load and Resistance Factor Design

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

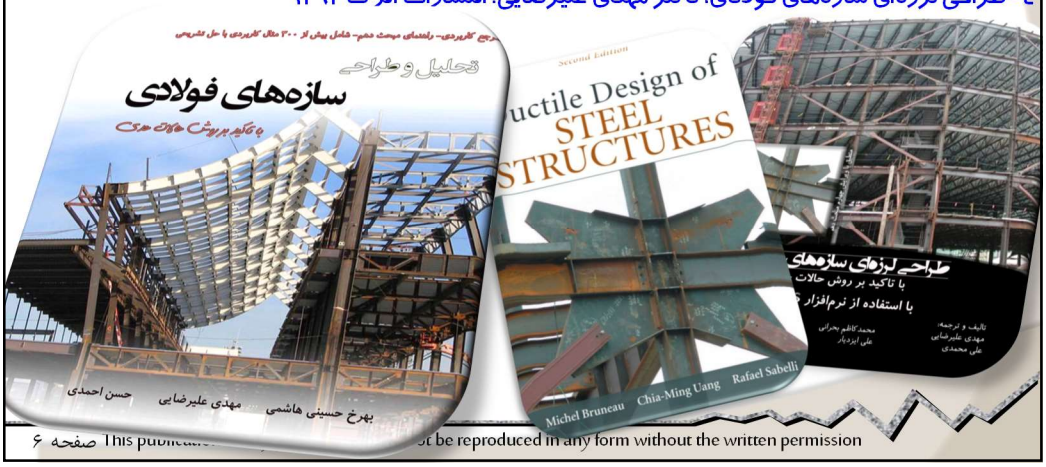
مراجع پیشنهادی:

۱- تحلیل و طراحی سازه های فولادی، دکتر مهدی علیرضایی، دکتر بهرخ حسینی هاشمی؛ انتشارات اترک ۱۳۹۵

2- Bruneau, Uang, and Sabelli, A., Ductile Design of Steel Structures, 2nd edition, McGraw Hill, New York, NY, 2011

۳- شرحی بر مبحث دهم، دکتر بهرخ حسینی هاشمی و مهدی علیرضایی، انتشارات اترک

٤- طراحی لرزه‌ای سازه‌های فولادی، دکتر مهدی علیرضایی؛ انتشارات اترک ۱۳۹۲



 This publication ... be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

آیین‌نامه‌های طراحی مورد استفاده

* مبحث دهم از مقررات ملی ساختمان؛ ویرایش پنجم، ۱۴۰۱

* استاندارد ۲۸۰۰، ویرایش چهارم؛ ۱۳۹۳

* Specifications for Structural Steel Buildings; AISC 360-xx

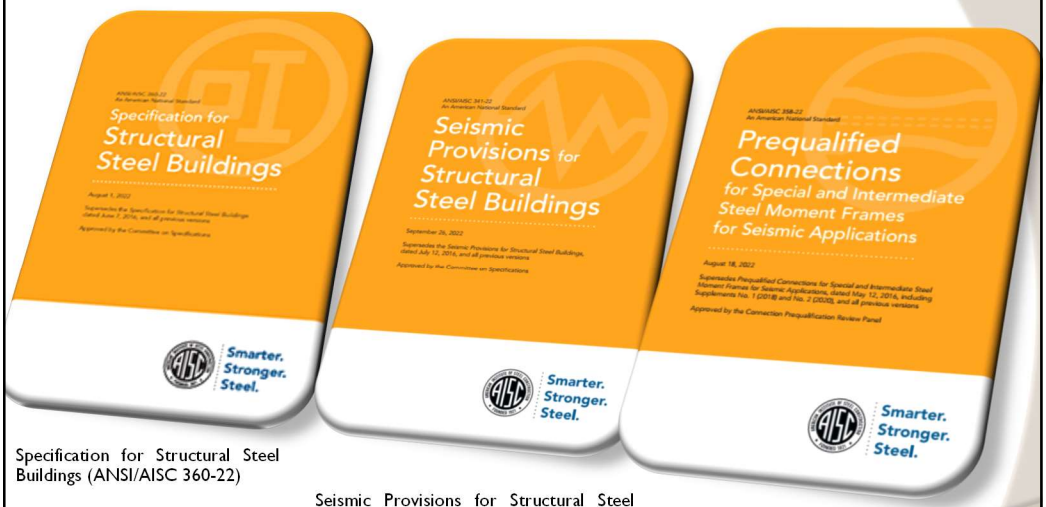
* Seismic Provisions for Structural Steel Buildings; AISC 341-xx

* Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications; ANSI/AISC 358-xx

* Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures; SEI/ASCE 7-xx

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



Specification for Structural Steel Buildings (ANSI/AISC 360-22)

Seismic Provisions for Structural Steel Buildings (ANSI/AISC 341-22)

Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications (ANSI/AISC 358-22)

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

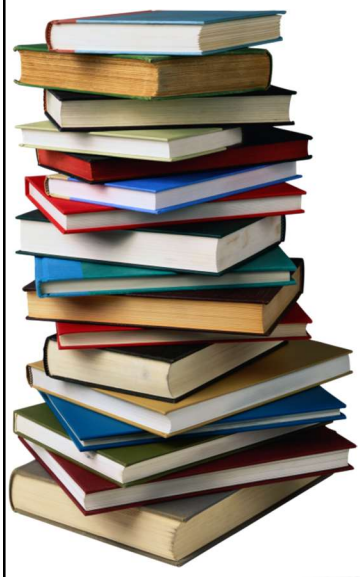
در برنامه ETABS چه آیین‌نامه‌ای را انتخاب کنیم؟

Design Code	AISC 360-16
Multi-Response Case Design	AISC 360-10
Framing Type	AISC 360-05
Seismic Design Category	AISC LRFD 93
Importance Factor	AISC ASD 89
Design System Rho	AS 4100-1998
Design System Sds	BS 5950-2000
Design System R	CSA S16-14
	Eurocode 3-2005
	IS 800:2007
	Italian NTC 2018
	Italian NTC 2008
	KBC 2016
	KBC 2009
	NZS 3404:1997
	SP 16.13330.2017

آیا تمام ضوابط آیین نامه در برنامه کنترل می‌شود؟

صفحه ۹ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



دروس و اطلاعات پیش نیاز برای فهم مطالب:

۱- مقاومت مصالح در حد مقطع کارشناسی

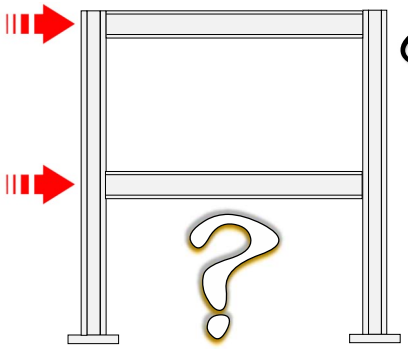
۲- تحلیل سازه ها در حد مقطع کارشناسی

۳- طراحی سازه‌های فولادی در حد فولاد ۱ و ۲ مقطع کارشناسی

صفحه ۱۰ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

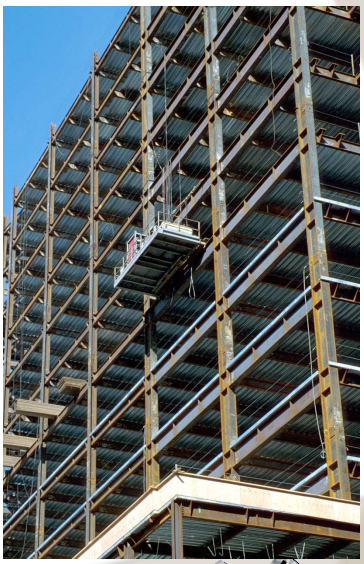
فصل اول

الزامات عمومی در طرح لرزه‌ای سازه‌های فولادی



This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

گسترش استفاده از فولاد برای ساختن ساختمان‌ها را شاید بتوان برای اولین بار در سال ۱۸۸۵ برای ساخت یک ساختمان ۸ طبقه در شیکاگو توسط ویلیام لیبارون دانست. باتوجه به فلسفه طراحی آیین‌نامه‌های جدید، که بر مبنای اعتماد به توانایی ذاتی سازه‌ها برای ایستادگی در برابر تغییر مکان‌های غیر الاستیک بدون گسیختگی است، فولاد جزو مصالحی است که این قابلیت را دارد.



مزایا:

۱- سبک بودن نسبت به بتن

۲- شکل پذیری بالا

۳- مدت توسعه و ساخت پایین در قیاس با بتن

۴- مقاومت و دوام زیاد

معایب:

۱- خوردگی

۲- لاغری اعضا

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

در فصل ۱۰-۲ مبحث دهم، که به الزامات طراحی اعضا و اتصالات پرداخته شد، توجه عمدتاً معطوف به کنترل معیارهای پایداری، سختی و مقاومت بود. در این فصل علاوه بر معیارهای مذکور، معیار شکل‌پذیری مورد توجه قرار گرفته است. هدف اساسی این فصل تعیین سلسله مراتب عملکردی مؤلفه‌های نیرویی اعضا، تناسب‌بندی جزئیات اعضا و اتصالات آنها است به نحوی که سازهٔ ساختمان ضمن حفظ ایستایی کلی خود در برابر زلزله، عملکرد موردنظر را تأمین نماید. سازه‌های باربر لرزه‌ای بسته به آنکه چه اندازه بتوانند در مقاطع خاصی از خود تغییرشکل‌های فراارتجاعی را پذیرا باشند و این ویژگی را در بارگذاری‌های رفت و برگشتی حفظ کرده و با کاهش مقاومت و سختی قابل‌ملاحظه روبرو نشوند، شکل‌پذیر تلقی می‌گردند. در این مبحث سه حد شکل‌پذیری کم با قابلیت رفتار فرا ارتجاعی حداقل، متوسط با قابلیت رفتار فرا ارتجاعی محدود و زیاد با قابلیت رفتار فرا ارتجاعی قابل‌ملاحظه مورد استفاده قرار می‌گیرد.

مقررات این فصل تحت عناوین زیر ارائه می‌شود:

۱۰-۳-۱ دامنهٔ کاربرد

۱۰-۳-۲ الزامات لرزه‌ای عمومی

۱۰-۳-۳ الزامات لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی

۱۰-۳-۳-۱ الزامات لرزه‌ای قاب‌های خمشی معمولی (OMF)

صفحه ۱۳ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

۱۰-۳-۳-۲ الزامات لرزه‌ای قاب‌های خمشی متوسط (IMF)

۱۰-۳-۳-۳ الزامات لرزه‌ای قاب‌های خمشی ویژه (SMF)

۱۰-۳-۳-۴ الزامات لرزه‌ای قاب‌های خمشی خرپایی ویژه (STMF)

۱۰-۳-۳-۵ الزامات لرزه‌ای سیستم کنسولی فولادی ویژه (SCCS)

۱۰-۳-۴ الزامات لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی شدهٔ فولادی و دیوارهای برشی فولادی

۱۰-۳-۴-۱ الزامات لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی شدهٔ همگرای معمولی (OCBF)

۱۰-۳-۴-۲ الزامات لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی شدهٔ همگرای ویژه (SCBF)

۱۰-۳-۴-۳ الزامات لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی شدهٔ واگرا (EBF)

۱۰-۳-۴-۴ الزامات لرزه‌ای مهاربندهای کمانش‌تاب (BRBF)

۱۰-۳-۴-۵ الزامات لرزه‌ای دیوارهای برشی فولادی ویژه (SPSW)

صفحه ۱۴ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

۱۰-۳-۵ الزامات لرزه‌ای قاب‌های خمشی مختلط ویژه (C-SMF)

۱۰-۳-۶ الزامات لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی شدهٔ مختلط و دیوار برشی مختلط

۱۰-۳-۶-۱ الزامات لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی شدهٔ همگرای مختلط ویژه (C-SCBF)

۱۰-۳-۶-۲ الزامات لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی شدهٔ واگرای مختلط (C-EBF)

۱۰-۳-۶-۳ الزامات لرزه‌ای دیوارهای برشی مختلط ویژه (C-SSW)

۱۰-۳-۷ اتصالات گیردار پیش‌تأییدشده

۱۰-۳-۸ روش‌های تأیید اتصالات گیردار

۱۰-۳-۹ روش‌های تأیید مهاربندهای کمانش‌تاب

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

تعریف شکل پذیری

یک مصالح شکل پذیر، مصالحی است که قادر به نمایش تغییرشکل‌های زیاد بدون کاهش مقاومت باشد. طبق تعریف دستنامه ASM 1964؛ شکل پذیری بصورت قابلیت تغییرشکل‌های خمیری بدون شکست تعبیر شده است.

Metal Handbook of the American Society for Metals (ASM 1964) defines:

"ductility" as "the ability of a material to deform plastically without fracture." "Brittleness," on the other hand, is the "quality of a material that leads to crack propagation without plastic deformations."

فقط استفاده از مصالح شکل‌پذیر برای اطمینان از رفتار خوب یک سازه کافی نیست، بلکه بایستی جزئیات اجرایی مناسب نیز در کنار مصالح شکل پذیر استفاده شود.

ضوابط غیرلرزه‌ای مبحث دهم: توجه عمدتاً معطوف به کنترل معیارهای پایداری، سختی و مقاومت است.

ضوابط لرزه‌ای مبحث دهم: علاوه بر معیارهای مذکور، معیار شکل‌پذیری مورد توجه قرار گرفته است. هدف اساسی این فصل تعیین سلسله مراتب عملکردی مؤلفه‌های نیرویی اعضا، تناسب‌بندی جزئیات اعضا و اتصالات آنها است به نحوی که سازهٔ ساختمان ضمن حفظ ایستایی کلی خود در برابر زلزله، عملکرد موردنظر را تأمین نماید.

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

دامنهٔ کاربرد

الزامات لرزه‌ای برای سازه‌های فولادی و مختلط باید در کلیهٔ مراحل طراحی، ساخت و نصب اعضای فولادی و مختلط و اتصالات اعضا به یکدیگر، وصلهٔ هر یک از اعضا و اتصال پای ستون سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای و همچنین ستون‌ها، وصلهٔ ستون‌ها و اتصال پای ستون اعضای غیر باربر جانبی لرزه‌ای فولادی و مختلط سازه به کار گرفته شوند. منظور از بخش غیر باربر جانبی لرزه‌ای آن دسته از اعضا، اجزاء و اتصالاتی هستند که سهم باربری جانبی لرزه‌ای در آنها ناچیز بوده و به لحاظ پایداری جانبی متکی بر قاب‌های باربر جانبی لرزه‌ای هستند. اعضا، اجزاء و اتصالات سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای که در این فصل موردتوجه قرار می‌گیرند، باید الزامات سایر فصل‌های این مبحث و سایر مباحث مقررات ملی ساختمان را برآورده نمایند. سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای مختلط سیستم‌های متشکل از اعضای دارای بخش‌های بتنی و فولادی با عملکرد مختلط یا اعضای بتن‌آرمه و اعضای فولادی هستند که با مشارکت توأم در برابر نیروهای لرزه‌ای مقاومت می‌کنند. در سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای سازه‌های مختلط، علاوه بر رعایت ضوابط بخش ۱۰-۲-۸ این مبحث، برای اعضا، اجزاء و اتصالات بتنی رعایت ضوابط مبحث نهم مقررات ملی ساختمان (طرح و اجرای ساختمان‌های بتن‌آرمه) الزامی است.

صفحه ۱۷ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

روش‌های طراحی سازه فولادی

طبق بند ۱۰-۱-۲-۲-۱ مبحث دهم جدید، برای تأمین الزامات حالت‌های حدی مقاومت، استفاده از روش ضرایب بار و مقاومت یا روش مقاومت مجاز قابل قبول بوده، لیکن در یک سازهٔ فولادی، به کارگیری همزمان دو روش مورد اشاره قابل قبول نیست.

در ویرایش ۹۲ مبحث دهم، تنها روش ضرایب بار و مقاومت موجود بود.

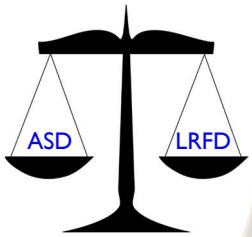
روش‌های مجاز طراحی در مبحث دهم ویرایش پنجم

روش مقاومت مجاز (به اختصار ASD)

$$\frac{R_n}{\Omega} \geq [R_a = \Sigma \gamma_i Q_i]$$

روش ضرایب بار و مقاومت (به اختصار LRFD)

$$\varphi R_n \geq [R_u = \Sigma \gamma_i Q_i]$$

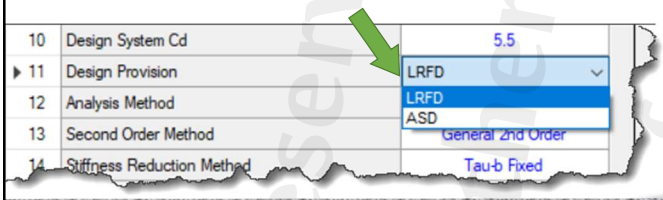


صفحه ۱۸ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

روش تنش مجاز که صرفاً به دلیل مشابهت حروف اختصاری در زبان انگلیسی از آن نیز تحت عنوان ASD یاد می‌شود، از قدیمی‌ترین روش‌های طراحی سازه‌ها می‌باشد. در این روش تنش‌های ناشی از بارهای بهره‌برداری (بدون ضریب) در مقاطع به کمک اصول مکانیک جامدات در حوزه رفتار خطی، محاسبه شده و با مقادیر "تنش مجاز" مقایسه می‌گردد. در دهه ۵۰ میلادی این روش برای سازه‌های بتن مسلح نیز استفاده می‌شده است که در نهایت با مشخص شدن اشکالات و محدودیت‌ها، با روش‌های طراحی حالات حدی جایگزین گردیده است. از مهم‌ترین دلایل کنار گذاشته شدن روش تنش مجاز، استفاده از ضریب اطمینان یکسان برای تمامی عامل‌های خارجی (بارها) با عدم قطعیت‌های مختلف بوده است.

به نظر می‌رسد روش مقاومت مجاز (ASD) ویرایش جدید مبحث دهم، به عنوان پلی میان طراحان انس گرفته با ویرایش‌های قدیمی و مباحث جدید آیین‌نامه‌ای ایجاد شده باشد. در این روش اگرچه بار و تقاضا به صورت بدون ضریب - مشابه با روش قدیمی تنش مجاز - حضور دارند اما نحوه محاسبه ظرفیت اسمی مقاطع دقیقاً مشابه روش حالات حدی بوده و تفاوت در ضرایب اطمینان و نحوه اعمال آن‌ها است.



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مقادیر ضریب اطمینان و ضریب کاهش مقاومت برای روش طراحی ASD و LRFD برای تلاش‌های مختلف:

ضریب اطمینان در روش ASD	ضریب کاهش مقاومت ϕ در روش LRFD	کاربرد
Ω_B=2.31	ϕ_B=0.65	برای اتکایی روی بتن
Ω_b=1.67	ϕ_b=0.9	برای خمش اعضای فولادی
Ω_c=1.67	ϕ_c=0.9	برای فشار محوری
Ω_c=2.0	ϕ_c=0.75	برای فشار محوری ستون‌های مرکب
Ω_{sf}=2.0	ϕ_{sf}=0.75	برای برش در مسیر گسیختگی
Ω_T=1.67	ϕ_T=0.9	برای پیچش اعضا
Ω_t=1.67	ϕ_t=0.9	برای کشش اعضا
Ω_t=2.0	ϕ_t=0.75	برای گسیختگی کششی
Ω_t=2.0	ϕ_t=0.75	گل‌میخ در کشش
Ω_v=1.67-1.5	ϕ_v=0.9-1.0	برای برش
Ω_v=2.31	ϕ_v=0.65	گل‌میخ در برش

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

ویرایش سوم مبحث دهم (۱۳۸۷)

بند ۱۰-۰-۱:

در حال حاضر به هر دو روش تنش مجاز و روش حالات حدی مجاز است، لیکن ترکیب این دو روش و فصل‌های مربوطه به هیچ‌وجه مجاز نمی‌باشد. پس از طی دوره گذر، طراحی به روش حالات حدی، روش اصلی مقررات خواهد شد.

ویرایش چهارم مبحث دهم (۱۳۹۲)

تنها روش طراحی در این ویرایش، روش حالات حدی موسوم به «روش ضرایب بار و مقاومت» است.

ویرایش پنجم مبحث دهم (۱۴۰۱)

ارائهٔ الزامات حالت‌های حدی مقاومت به دو روش، ضرایب بار و مقاومت (LRFD) و مقاومت مجاز (ASD)

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

الزامات لرزه‌ای مصالح

فولاد سازه‌ای

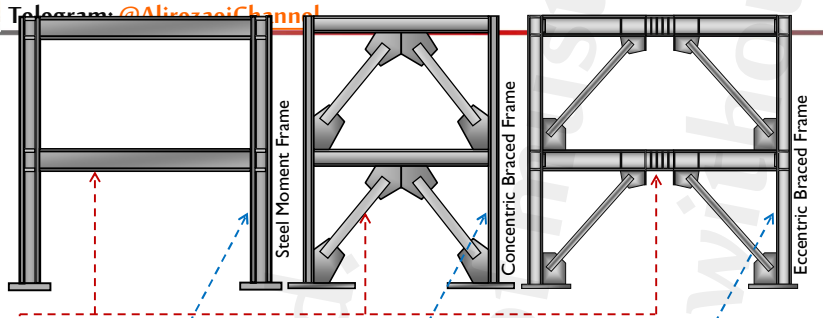
فولاد مورد استفاده در سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای، علاوه بر رعایت ضوابط بخش ۱۰-۱-۴ رعایت ضوابط لرزه‌ای این بند نیز ضروری است. تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد در اعضایی که در آنها انتظار رفتار فرا ارتجاعی محدود یا قابل ملاحظه می‌رود و جزئی از سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای متوسط یا ویژه هستند، نباید از ۳۵۵ مگاپاسکال تجاوز نماید. در این نوع سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای نسبت تنش تسلیم به تنش کششی نهایی فولاد نباید از 0.8 بزرگتر باشد. تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد در اعضایی که در آنها انتظار رفتار فرا ارتجاعی حداقل می‌رود و جزئی از سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای معمولی هستند، نباید از ۴۶۰ مگاپاسکال بیشتر باشد. در این نوع سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای نسبت تنش تسلیم به تنش کششی نهایی فولاد نباید از 0.85 بزرگتر باشد.

تبصره ۱: تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد برای ستون‌های سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای قابهای خمشی فولادی ویژه، قاب‌های خمشی خرپایی ویژه، قاب‌های خمشی مختلط ویژه، قاب‌های مهاربندی شدهٔ همگرای مختلط ویژه و قاب‌های مهاربندی شدهٔ واگرای مختلط و نیز ستون‌های کلیهٔ قاب‌های مهاربندی شدهٔ فولادی و دیوارهای برشی فولادی (موضوع بخش ۱۰-۳-۴) می‌تواند از ۳۵۵ مگاپاسکال بزرگتر باشد؛ اما درهرحال نباید از ۴۶۰ مگاپاسکال تجاوز نماید.

تبصره ۲: برای فولادهای ساختمانی بهبودیافته برای شرایط لرزه‌ای معرفی شده در جدول ۱۰-۱-۲ بخش ۱۰-۱-۴ محدودیت حداکثر نسبت تنش تسلیم به تنش کششی نهایی باید مطابق یادداشت‌های موجود در زیر جدول مورداشاره در نظر گرفته شود

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



ستون‌ها

- SMF: $F_y \le 460$ MPa & $F_y/F_u \le 0.8$
- OCBF: $F_y \le 460$ MPa & $F_y/F_u \le 0.85$
- SCBF: $F_y \le 460$ MPa & $F_y/F_u \le 0.8$
- EBF: $F_y \le 460$ MPa & $F_y/F_u \le 0.8$

اجزای سازه‌ای

- OMF: $F_y \le 460$ MPa & $F_y/F_u \le 0.85$
- IMF: $F_y \le 355$ MPa & $F_y/F_u \le 0.8$
- SMF: $F_y \le 355$ MPa & $F_y/F_u \le 0.8$
- OCBF: $F_y \le 460$ MPa & $F_y/F_u \le 0.85$
- SCBF: $F_y \le 355$ MPa & $F_y/F_u \le 0.8$
- EBF: $F_y \le 355$ MPa & $F_y/F_u \le 0.8$

صفحه ۲۳ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مثال) در یک قاب خمشی متوسط، اگر تنش تسلیم مصالح تیرها، **370 MPa** باشد، مقدار F_u این فولاد باید حداقل چقدر باشد؟

الف) 444 MPa ب) 370 MPa ج) 500 MPa د) این مصالح قابل استفاده نیست.

پاسخ: تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد در اعضایی که در آنها انتظار رفتار فرا ارتجاعی محدود یا قابل ملاحظه می‌رود و جزئی از سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای متوسط یا ویژه هستند، نباید از ۳۵۵ مگاپاسکال تجاوز نماید.

مثال) در یک قاب خمشی متوسط، اگر تنش تسلیم مصالح تیرها، **240 MPa** باشد، مقدار F_u این فولاد باید حداقل چقدر باشد؟

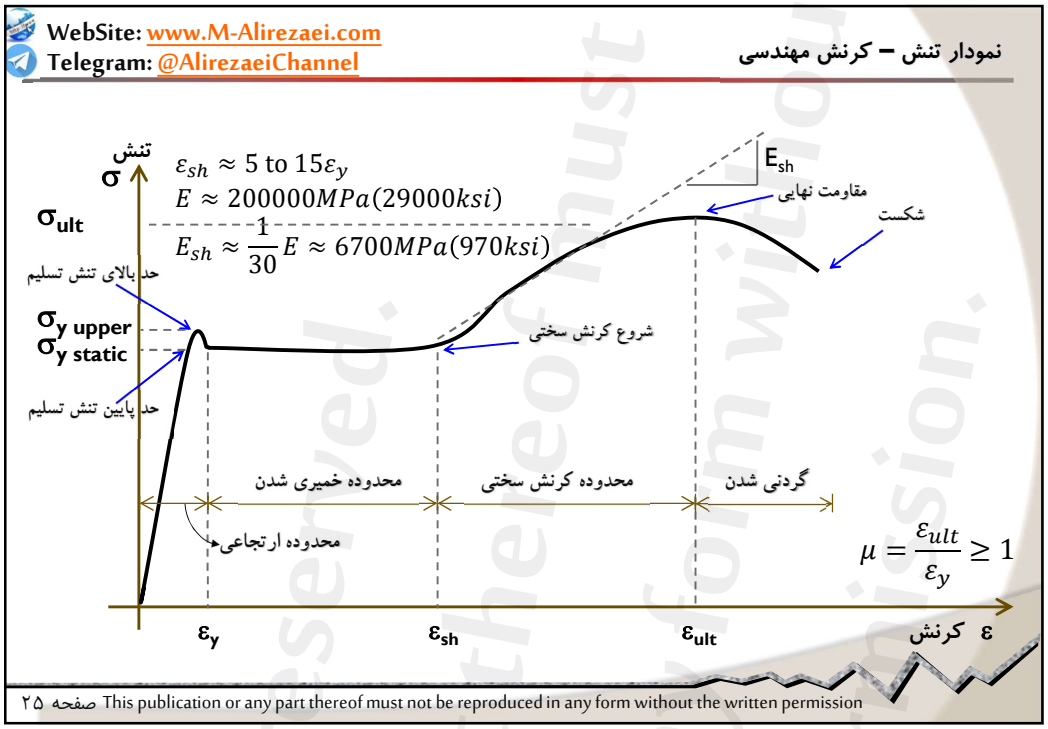
الف) 300 MPa ب) 370 MPa ج) 400 MPa د) این مصالح قابل استفاده نیست.

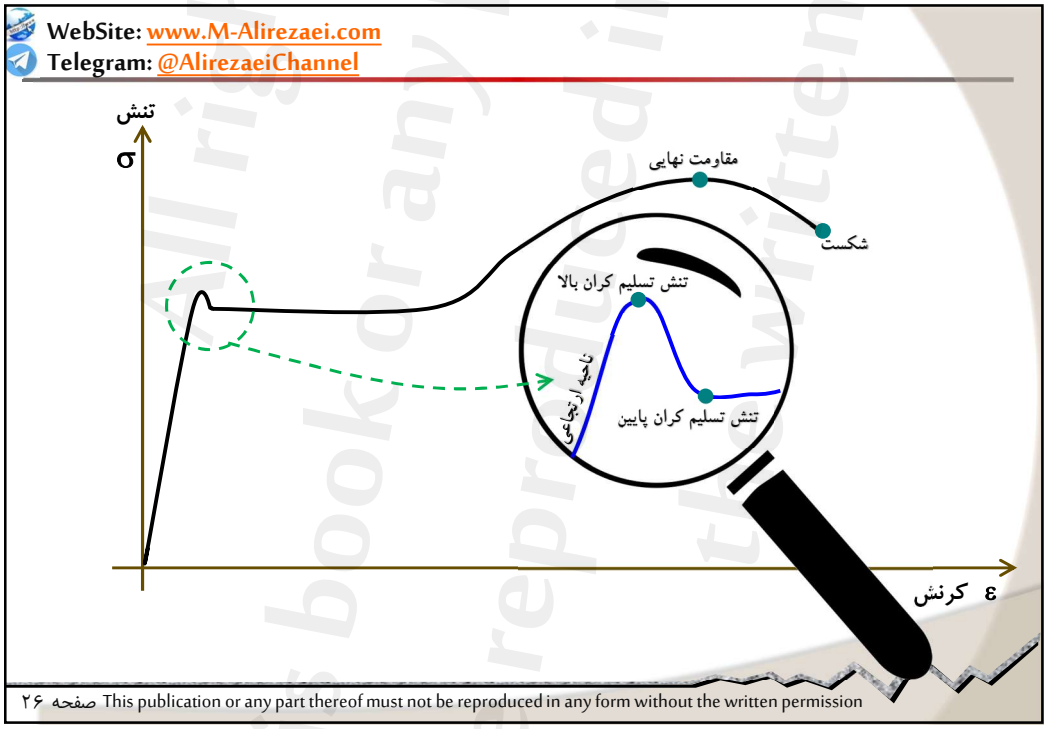
پاسخ: نسبت تنش تسلیم به تنش کششی نهایی فولاد نباید از **0.8** بزرگتر باشد.

$F_y/F_u \le 0.8 \Rightarrow F_u \ge F_y/0.8 \Rightarrow F_u \ge 300$ MPa

صفحه ۲۴ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

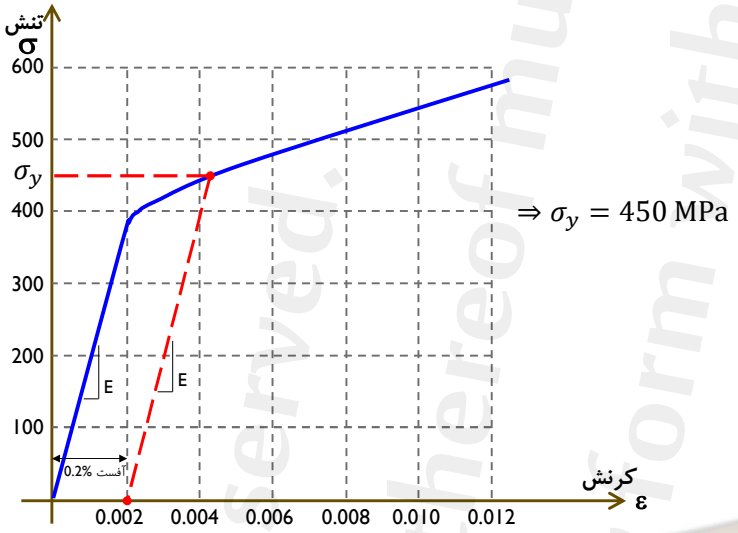




This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission. All rights reserved.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

برای تعیین تنش تسلیم فولادهای آلیاژی که نقطه تسلیم مشخصی ندارند از روش آفست 0.2% استفاده می‌شود:



صفحه ۲۷ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

میل‌مهارها و میلگردها

مشخصات میل‌مهارهای مصرفی باید مطابق الزامات بند ۱۰-۱-۴-۴ باشد. چنانچه میل‌مهارها از نوع میلگردهای آجدار باشند، رعایت ضوابط لرزه‌ای مبحث نهم مقررات ملی ساختمان الزامی است.

مشخصات میلگردهای مصرفی در اعضای بتن آرمه و اعضای با مقطع مختلط باید مطابق ضوابط لرزه‌ای مبحث نهم مقررات ملی ساختمان باشد.

بتن سازه‌ای

بتن مورد استفاده در اجزاء و اعضای بتن آرمه سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای فولادی و نیز در اجزاء و اعضای مختلط سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای مختلط، باید الزامات مبحث نهم مقررات ملی ساختمان را برآورده نماید.

صفحه ۲۸ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission. All rights reserved.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

تنش تسلیم مورد انتظار مصالح

طبق بند ۱۰-۳-۲-۱-۴ مبحث دهم ویرایش پنجم:

الف) تنش تسلیم مورد انتظار فولاد: برابر R_yF_y بوده که در آن F_y تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد و R_y برابر نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد است که برای انواع تولیدات فولاد متفاوت بوده و به عوامل متعددی نظیر شکل مقاطع، افزودنی‌های به‌کاررفته در طی روند تولید فولاد در کارخانه‌ها بستگی دارد.

در استانداردهای ساخت، تنش تسلیم تولید فولادهای مختلف به صورت تنش تسلیم حداقل ارایه می‌شود تا از تامین مشخصات حداقلی در ساخت محصول اطمینان حاصل شود. مقاومت حداقلی مصالح یا کرانه پایین مقاومت مصالح معمولا در استانداردهای طراحی تحت عنوان مقاومت مشخصه معرفی گردیده و برای تعیین ظرفیت مقاطع در طراحی اعضا مورد استفاده قرار می‌گیرد. اما در طراحی لرزه‌ای، اهمیت بیشینه تنش تسلیم، هم ارز با اهمیت حداقل تنش تسلیم می‌باشد. مطالعات نشان داده است که عموماً حاشیه‌ای بین مقاومت تسلیم میانگین واقعی و مقاومت تسلیم مشخصه وجود دارد.

ب) تنش کششی نهایی مورد انتظار فولاد: تنش کششی نهایی مورد انتظار فولاد برابر R_tF_u بوده که در آن F_u تنش کششی نهایی مشخصهٔ فولاد و R_t برابر نسبت تنش کششی نهایی مورد انتظار به تنش کششی نهایی مشخصهٔ فولاد است. در ویرایش قبلی مبحث دهم، ضریبی برای مورد انتظار کردن تنش کششی نهایی فولاد داده نشده بود و فقط تنش تسلیم مورد انتظار معرفی شده بود. مقدار این ضریب در ویرایش جدید مبحث دهم برای تمام رده‌های فولاد به غیر از میلگرد برابر ۱/۱ است.

صفحه ۲۹ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

ویرایش چهارم

نوع محصول	Ry
مقاطع لوله‌ای و قوطی شکل نورد شده	1.25
سایر مقاطع نورد شده شامل مقاطع I شکل، H شکل، ناودانی، نبشی و سپری	1.2
ورق و تسمه	1.15

ویرایش پنجم

نوع محصول	R_y	R_t
مقاطع لوله‌ای و قوطی شکل نورد شده	1.25	1.1
سایر مقاطع نورد شده شامل مقاطع I شکل، H شکل، ناودانی، نبشی و سپری	1.2	1.1
مقاطع ساخته شده از ورق، ورق‌ها و تسمه‌ها	1.15	1.1
میلگردها	1.2	1.2

تنش کششی نهایی مورد انتظار (R_tF_u) به حاصلضرب تنش کششی نهایی مشخصهٔ فولاد (F_u) در ضریب تنوع تولید فولاد (R_t) اطلاق می‌گردد و بیانگر بیشترین تنش کششی نهایی محتمل مصالح فولادی است.

تنش تسلیم مورد انتظار (R_yF_y) به حاصلضرب تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد (F_y) در ضریب تنوع تولید فولاد (R_y) اطلاق می‌گردد و بیانگر بیشترین تنش تسلیم کششی محتمل مصالح فولادی است.

صفحه ۳۰ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مقادیر R_y و R_t براساس AISC:

Application	R_y	R_t
Hot-rolled structural shapes and bars:		
• ASTM A36/A36M	1.5	1.2
• ASTM A36/A36M	1.5	1.2
• ASTM A992/A992M	1.1	1.1
• ASTM A572/A572M Gr. 50 (345) or 55 (380)	1.1	1.1
• ASTM A913/A913M Gr. 50 (345), 60 (415), 65 (450), or 70 (485)	1.1	1.1
• ASTM A588/A588M	1.1	1.1
• ASTM A1043/A1043M Gr. 50 (345)	1.2	1.1
• ASTM A529 Gr. 50 (345)	1.2	1.2
• ASTM A529 Gr. 55 (380)	1.1	1.2
Hollow structural sections (HSS):		
• ASTM A500/A500M Gr. B	1.4	1.3
• ASTM A500/A500M Gr. C	1.3	1.2
• ASTM A501/A501M	1.4	1.3
• ASTM A53/A53M	1.6	1.2
• ASTM A1085/A1085M	1.25	1.15
Plates, Strips and Sheets:		
• ASTM A36/A36M	1.3	1.2
• ASTM A1043/A1043M Gr. 36 (250)	1.3	1.1
• ASTM A1011/A1011M HSLAS Gr. 55 (380)	1.1	1.1
• ASTM A572/A572M Gr. 42 (290)	1.3	1
• ASTM A572/A572M Gr. 50 (345), Gr. 55 (380)	1.1	1.2
• ASTM A572/A572M Gr. 50 (345), Gr. 55 (380)	1.1	1.2
• ASTM A1043/A1043M Gr. 50 (345)	1.2	1.1
Steel Reinforcement:		
• ASTM A615/A615M Gr. 60 (420)	1.2	1.2
• ASTM A615/A615M Gr. 75 (520) and Gr. 80 (550)	1.1	1.2
• ASTM A706/A706M Gr. 60 (420) and Gr. 80 (550)	1.2	1.2

صفحه ۳۱ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

پ) تنش فشاری مورد انتظار بتن: تنش فشاری مورد انتظار بتن برابر $R_c f'_c$ بوده که در آن f'_c تنش فشاری مشخصهٔ نمونهٔ استوانه‌ای بتن و R_c برابر نسبت تنش فشاری مورد انتظار به تنش فشاری مشخصهٔ بتن است. طبق ویرایش جدید مبحث دهم، این مقدار برای بتن‌های با تنش مشخصه فشاری مساوی و کمتر از ۵۰ مگاپاسکال برابر ۱/۴ و برای مقادیر بیشتر از ۵۰ مگاپاسکال برابر ۱/۲ داده شده است. کاربرد اساسی این ضریب در طراحی اعضای مختلط است.

R_c	تنش فشاری مشخصه بتن
1.4	برای $f'_c \leq 50\ MPa$
1.2	برای $f'_c > 50\ MPa$

تنش فشاری مورد انتظار بتن: برابر $R_c f'_c$ بوده که در آن f'_c تنش فشاری مشخصهٔ نمونهٔ استوانه‌ای بتن و برابر نسبت تنش فشاری مورد انتظار به تنش فشاری مشخصهٔ بتن است.

AISC 341-22:

For composite members or adjoining members, as applicable, whose nominal strength is a function of concrete compressive strength, f'_c, the expected strength of an element shall be determined from the expected concrete compressive strength, $R_c f'_c$. Rc is the factor to account for the expected strength of concrete as provided in Table A3.2.

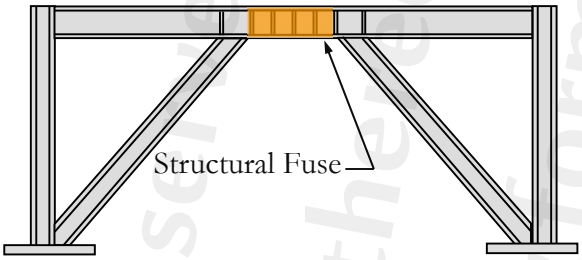
صفحه ۳۲ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

اهمیت تنش تسلیم محتمل (Expected Yield Stress)

در طراحی لرزه‌ای، اهمیت حداکثر تنش تسلیم احتمالی با حداقل تنش تسلیم برابر است. مطالعات اخیر نشان می‌دهد که حاشیه‌ای بین مقاومت تسلیم میانگین واقعی و مقاومت تسلیم مشخصه وجود دارد. برای مثال در چند دهه گذشته برای فولاد ASTM-36 مقاومت های تسلیمی از ۲۷۰ مگاپاسکال تا ۲۲۵مگاپاسکال گزارش داده‌اند. این مقاومت افزون، در برخی از المان‌های لرزه‌ای، بخصوص المان‌هایی که به صورت فیوز عمل می‌کنند بایستی به دقت بررسی شود. زیرا که برای جذب انرژی در این المان‌ها، میزان تنش تسلیم بایستی به صورت معینی تعیین شود تا زودتر از بقیه قسمت‌های سازه وارد حوزه خمیری شوند.

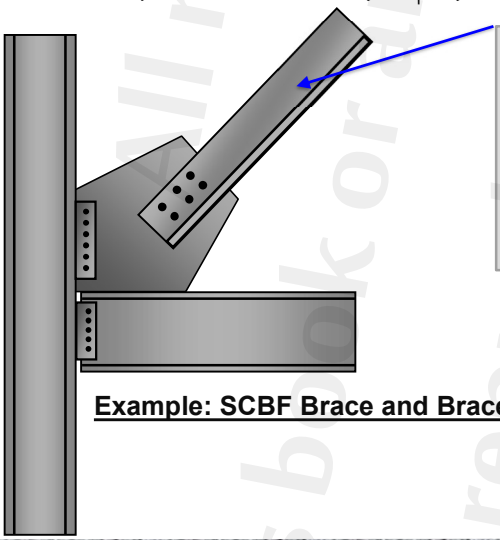
این اضافه مقاومت به سبب افزودنی هایی مانند آهن قراضه و همچنین پروسه تولید و نوردکاری ایجاد می‌شود. آیین‌نامه‌های طراحی ضریبی را با عنوان R_y که برای هر مقطعی متفاوت است در نظر می‌گیرند.



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

ت) در مواردی که در بخش‌های این فصل مشخص گردیده است، مقاومت موردنیاز یک جزء، عضو یا اتصال باید براساس تنش تسلیم مورد انتظار (R_yF_y) عضو یا عضو مجاور (هرکدام کاربرد داشته باشند) محاسبه شود.



برای طراحی مقطع مهاربند

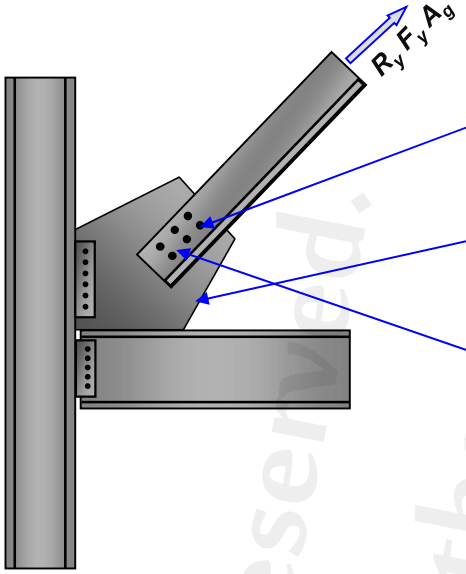
مقاومت مورد نیاز طراحی براساس ترکیب بارهای ضریبدار مبحث ششم و توزیع بارهای جانبی براساس استاندارد ۲۸۰۰ تعیین شود.

مقاومت طراحی مهاربند براساس حداقل تنش تسلیم F_y تعیین شود.

Example: SCBF Brace and Brace Connection

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



مقاومت مورد نیاز محوری برای طراحی اتصال مهاربند براساس حداکثر کشش مورد انتظار تعیین می‌شود.

طراحی پیچ‌ها

مقاومت طراحی برشی پیچ براساس حداقل تنش نهایی F_u پیچ

طراحی ورق گاست

مقاومت طراحی ورق براساس حداقل تنش تسلیم F_y و تنش نهایی F_u مصالح ورق

کنترل شکست در مقطع خالص و برش قالبی

براساس تنش تسلیم مورد انتظار $R_y F_y$ و تنش نهایی مورد انتظار $R_t F_u$ مهاربند

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

ث) در اعضای مختلط هرگاه مقاومت اسمی عضو تابعی از تنش فشاری مشخصهٔ نمونهٔ استوانه‌ای بتن (f'_c) باشد، در محاسبهٔ مقاومت مورد انتظار عضو به جای f'_c باید از $R_c f'_c$ استفاده شود.

ج) هرگاه مقاومت‌های موردنیاز برخی از مؤلفه‌های عضو یا مقاومت‌های موردنیاز نواحی تأثیرپذیر آن از مقاومت مورد انتظار مؤلفه‌های شکل‌پذیر همین عضو به دست آمده باشد، در محاسبهٔ R_n آنها به جای F_y می‌توان از $R_y F_y$ و به جای F_u از $R_t F_u$ استفاده کرد. این ضابطه برای اجزای اتصال همین عضو و اعضای مجاور آن قابل کاربرد نیست. از جمله موارد فوق می‌تواند شامل مقاومت موردنیاز تیر در خارج از ناحیه تیر پیوند در قاب‌های مهاربندی شدهٔ واگرای فولادی یا حالت‌های حدی برش قالبی و گسیختگی کششی در مقطع خالص مؤثر عضو مهاربندی در قاب‌های مهاربندی شدهٔ فولادی همگرای ویژه باشد.

چ) در اعضایی که از آنها انتظار رفتار فرا ارتجاعی محدود یا قابل ملاحظه می‌رود، استفاده از فولادهای با ردهٔ بالاتر به جای ردهٔ مشخص شده در طرح مجاز نیست. در اعضایی که از آنها انتظار رفتار فرا ارتجاعی محدود یا قابل ملاحظه نمی‌رود، استفاده از فولادهای با ردهٔ بالاتر به جای ردهٔ مشخص شده در طرح به شرطی مجاز است که طراحی وصله و اتصالات آنها براساس همین رده صورت گیرد.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission. All rights reserved.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

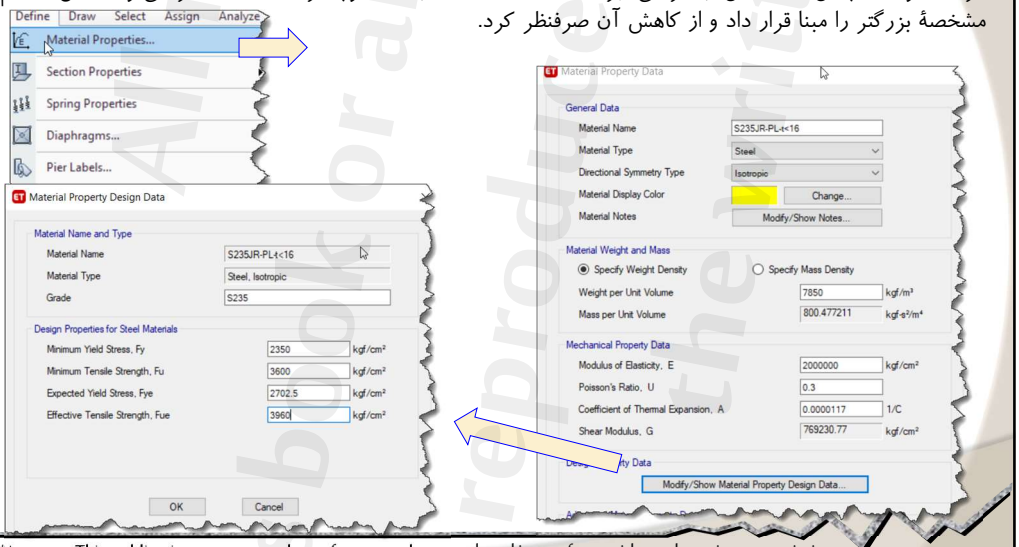
جدول ۱۰-۱-۱: نام و مشخصات مکانیکی انواع فولادهای ساختمانی مطابق استانداردهای ISIRI 14262 (جدید ایران)، ISIRI 1600 (قدیم ایران)، EN 10025 (اتحادیه اروپا) و ISO 630-2 (بین‌المللی)

نام ردهٔ فولاد مطابق استاندارد جدید ایران، EN و ISO	نام ردهٔ فولاد مطابق استاندارد قدیم ایران	ضخامت (mm)	تنش مشخصه (F_y) (MPa)	تنش کششی نهایی (MPa)	کرنش نهایی (ε_u)%
-	St-34	t≤16 16<t≤40	205 195	330-410	28
S235	St-37	t≤16 16<t≤40 40<t≤100	235 225 215	360-510	22-26
S275	St-44	t≤16 16<t≤40 40<t≤63 63<t≤80 80<t≤100	275 265 255 245 235	410-560	19-23
-	St-50	t≤16 16<t≤40 40<t≤63	295 285 275	490-610	20
S355	St-52	t≤16 16<t≤40 40<t≤63 63<t≤80 80<t≤100	355 345 325 315	470-630	18-22
S450	-	t≤16 16<t≤40 40<t≤63 63<t≤80 80<t≤100	450 430 410 390 380	550-720	17
S460	-	t≤16 16<t≤40 40<t≤63 63<t≤80 80<t≤100	460 440 430 410 400	540-730	17

صفحه ۱۷ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

برای رده‌های فولاد این جدول، تنش کششی نهایی مشخصهٔ فولاد (F_u) باید برابر حد پایین تنش کششی نهایی در نظر گرفته شود. همچنین در تحلیل و طراحی، برای ضخامت‌های مساوی یا کوچکتر از ۴۰ میلیمتر می‌توان تنش تسلیم مشخصهٔ بزرگتر را مبنا قرار داد و از کاهش آن صرفنظر کرد.



صفحه ۳۸ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

جدول ۱۰-۱-۲: نام و مشخصات مکانیکی انواع فولادهای ساختمانی بهبودیافته برای شرایط لرزه‌ای مطابق استانداردهای ISIRI 12065 و ISO 24314

نام ردهٔ فولاد مطابق استاندارد ISIRI 12065 و ISO 24314	ضخامت (mm)	تنش تسلیم (F_y) (MPa)	تنش کششی نهایی (MPa)	نسبت تنش تسلیم به تنش کششی نهایی (٪)	کرنش نهایی ٪ (ε_u)
S235S	$6 \le t < 12$ $12 \le t < 16$ $16 \le t < 40$ $40 \le t \le 125$	235 - 355 235 - 355 235 - 355 215 - 335	400-510	-- ≤80 ≤80 ≤80	21
S325S	$6 \le t < 12$ $12 \le t < 16$ $16 \le t < 40$ $40 \le t \le 125$	325 – 445 325 – 445 325 – 445 295 – 415	490 - 610	-- ≤80 ≤80 ≤80	20
S345S	$6 \le t < 12$ $12 \le t < 16$ $16 \le t < 40$ $40 \le t \le 125$	345 – 450 345 – 450 345 – 450 345 – 450	≥ 450	≤85 ≤85 ≤85 ≤85	19

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

جدول ۱۰-۱-۳: نام و مشخصات مکانیکی انواع فولادهای ساختمانی مطابق انجمن مصالح آمریکا

نام ردهٔ فولاد مطابق استاندارد ASTM	ضخامت (mm)	تنش مشخصه (F_y) (MPa)	تنش کششی نهایی (MPa)	کرنش نهایی %(ε_u)
ASTM A36	t≤200 t>200	250 220	550-400	21
ASTM A572 Grade 42 Grade 50 Grade 55 Grade60 Grade65	تمام ضخامت‌ها	290 345 380 415 450	415 450 485 520 550	24 21 20 18
ASTM A588 Grade B Grade C	تمام ضخامت‌ها	345 345	485 485	21 21
ASTM A709 Grade 36 Grade50 Grade 50S	تمام ضخامت‌ها	250 345 450-345	550-400 450 450	21 21 21
ASTM A913 Grade 50 Grade 60 Grade 65	تمام ضخامت‌ها	345 415 450	450 520 550	21 18 17
ASTM A992	تمام ضخامت‌ها	450-345	450	21

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

جدول ۱۰-۱-۴: نام و مشخصات مکانیکی انواع فولادهای ساختمانی JIS G 3136 ژاپن

نام ردهٔ فولاد مطابق استاندارد JIS G 3136	ضخامت (mm)	تنش مشخصه (MPa) (F_y)	تنش کششی نهایی (MPa)	نسبت تنش تسلیم به تنش کششی نهایی (%)	کرنش نهایی %(ε_u)
SN400A	6≤ t<12	235	400 – 510	-	17
	12≤t<16	235		-	17
	16	235		-	21
	16<t≤40	235		-	21
	40<t≤100	215		-	2
SN400B	6≤ t<12	235	400 – 510	-	18
	12≤t<16	235 - 355		≤80	18
	16	235 - 355		≤80	22
	16<t≤40	235 - 355		≤80	22
	40<t≤100	215 - 335		≤80	24
SN400C	6≤ t<12	-	400 – 510	-	18
	12≤t<16	-		-	18
	16	235 - 355		≤80	22
	16<t≤40	235 - 355		≤80	22
	40<t≤100	215 - 335		≤80	24
SN490B	6≤ t<12	325	490 – 610	-	17
	12≤t<16	325 – 445		≤80	17
	16	325 – 445		≤80	21
	16<t≤40	325 – 445		≤80	21
	40<t≤100	295 – 415		≤80	23
SN490C	6≤ t<12	-	490 – 610	-	17
	12≤t<16	-		-	17
	16	325 – 445		≤80	21
	16<t≤40	325 – 445		≤80	21
	40<t≤100	295 – 415		≤80	23

صفحه ۴۱ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

نسبت پواسون فولاد

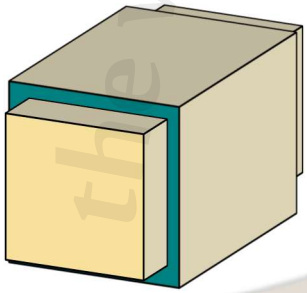
* برای فولاد مقدار نسبت پواسون در ناحیه ارتجاعی 0.3 می‌باشد.

* برای ناحیه غیرارتجاعی (Khan and Huang 1995) رابطه زیر را برای نسبت پواسون در ناحیه غیرارتجاعی ارائه دادند:

$$\upsilon^p = \frac{1}{2} - \left(\frac{1}{2} - \upsilon\right)\frac{E'}{E}$$

Elastic range $E' = E \quad \Rightarrow \quad \upsilon^p = \upsilon = 0.3$

Plastic range $E' = E/30 \quad \Rightarrow \quad \upsilon^p = 0.49$



صفحه ۴۲ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مدول ارتجاعی و برشی فولاد

طبق مبحث دهم و AISC360، مدول ارتجاعی فولاد برابر 2×10^5 MPa لحاظ می‌شود.

طبق مبحث دهم و AISC360، مدول برشی فولاد برابر 77.2×10^3 MPa لحاظ می‌شود.

E = modulus of elasticity of steel = 29,000 ksi (200 000 MPa)

G = shear modulus of elasticity of steel = 11,200 ksi (77 200 MPa)

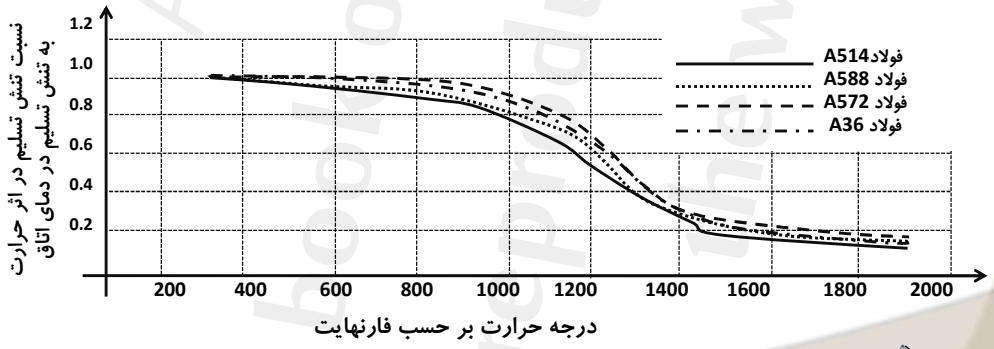
صفحه ۴۳ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

اثر حرارت بر نمودار تنش کرنش فولاد

نمودار تنش- کرنش، به میزان زیادی بر روی حرارت حساس است. در شکل زیر اثرات تغییر درجه حرارت بر روی مقاومت تسلیم نشان داده شده است. اثرات درجه حرارت بر فولاد در دمای کمتر از ۵۰۰ درجه فارنهایت (۲۶۰ درجه سلسیوس) قابل صرف نظر می‌باشد و تغییرات مشخصات فولاد تقریباً بصورت خطی است.

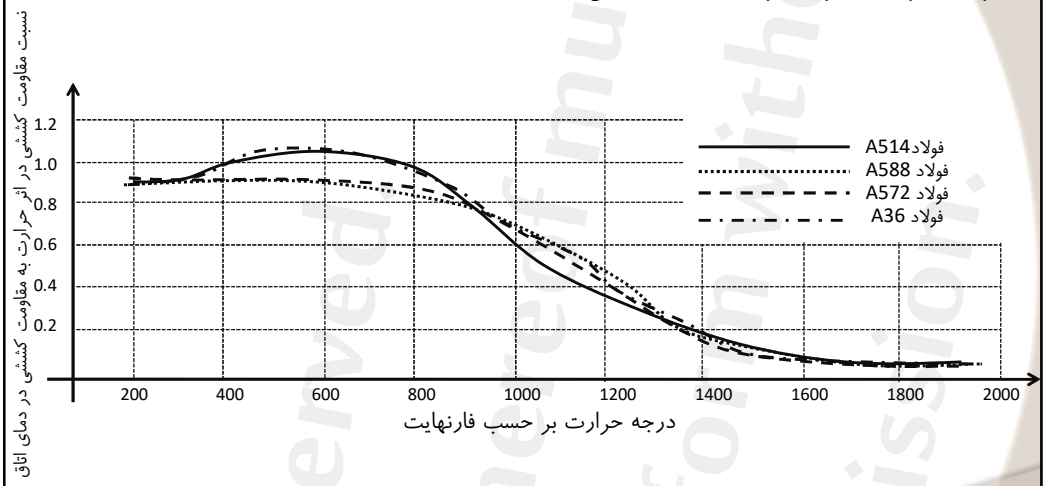
اثر درجه حرارت بر مقاومت تسلیم فولاد ←



صفحه ۴۴ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

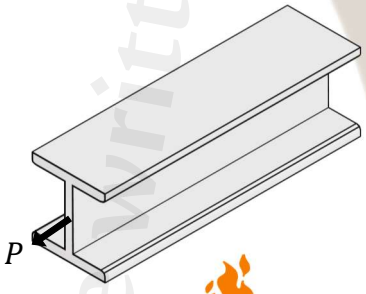
اثرات تغییر درجه حرارت بر روی مقاومت کششی

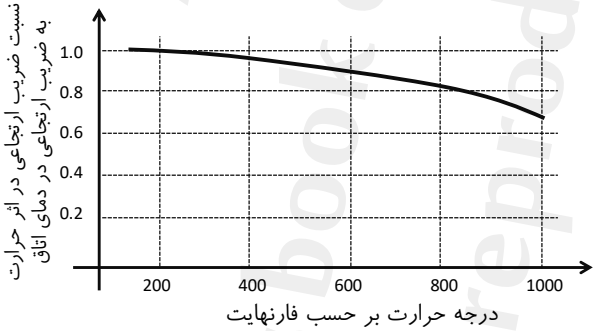


صفحه ۴۵ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

اثرات تغییر درجه حرارت بر روی مدول الاستیسیته:





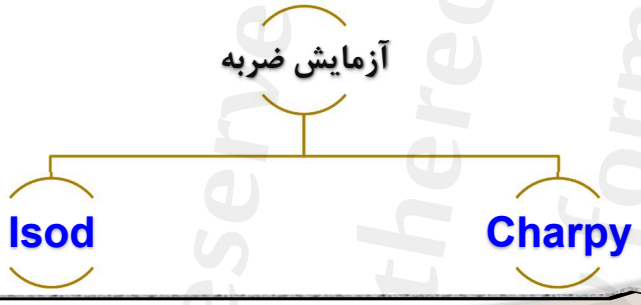
صفحه ۴۶ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

درجه حرارت‌های پایین اثر چندانی بر روی نمودار تنش کرنش فولاد ندارد ولی فولاد در آستانه درجه حرارت معینی به طور فزاینده از حالت شکل پذیر به وضعیت ترد تغییر می‌یابد. این خاصیت نامطلوب که تبدیل و تغییر فاز شکل‌پذیر به فاز ترد در اثر درجه حرارت است، دمای DBTT (Ductile to Brittle Transition Temperature) گویند.

به کمک آزمایش ضربه می‌توان محدوده‌های درجه حرارتی را که در آن فولاد رفتار ترد و یا انعطاف پذیری از خود نشان می‌دهد را مشخص نمود.

نمونه‌ها به صورت شکل مکعب مستطیل است که یک شکاف(Notch) در آن ایجاد شده است. این شکاف دارای ابعاد مشخص است.

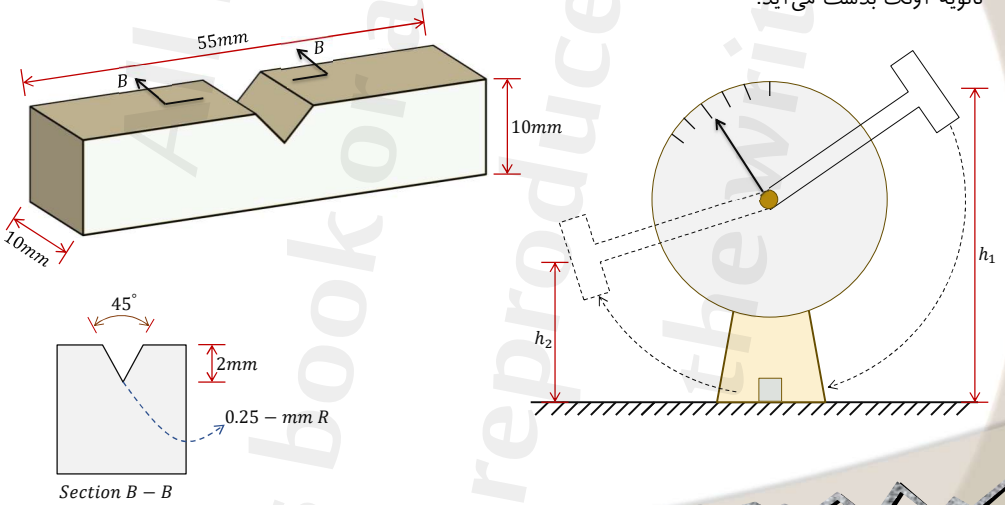


 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

آزمایش ضربه شارپی

آزمون ضربه شارپی یکی از روش‌های استاندارد برای تعیین انرژی شکست مواد فلزی است. در این آزمون با استفاده از نمونه‌های شیار داده شده، مقدار انرژی جذب شده توسط نمونه در هنگام شکست از میزان اختلاف ارتفاع اولیه و ثانویه آونگ بدست می‌آید.



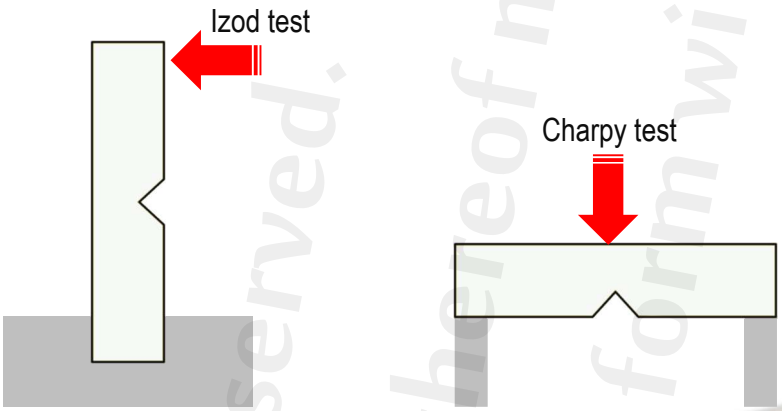
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

آزمایش ضربه آیزود

در آزمایش آیزود که به مانند آزمایش شارپی بوده ولی نمونه به شکل طره قرار می‌گیرد. حاصل ضرب وزن آونگ در اختلاف ارتفاع قبل و بعد از ضربه تعیین می‌شود. بین مقدار انرژی برابر تفاضل پتانسیل اولیه و انرژی پتانسیل باقی مانده است.

$$E = mg(h_2 - h_1)$$



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

براساس بند ۱۰-۱-۴-۲ مبحث دهم، مطابق استانداردهای EN 10025، ISIRI 14262 و ISO 630-2 مصالح فولادی از نظر طاقت نمونهٔ شیار داده شدهٔ شارپی به شرح زیر به سه ردهٔ J0، JR و J2 طبقه‌بندی می‌شوند:

الف) ردهٔ JR: به رده‌ای از مصالح فولادی گفته می‌شود که طاقت نمونهٔ شیار داده شدهٔ شارپی آن حداقل ۲۷ ژول در دمای ۲۰+ درجه سلسیوس باشد. به لحاظ طاقت نمونهٔ شیار داده‌شدهٔ شارپی، شرایط پذیرش این رده آسانتر از شرایط پذیرش رده‌های J0 و J2 است.

ب) ردهٔ J0: به رده‌ای از مصالح فولادی گفته می‌شود که طاقت نمونهٔ شیار داده‌شدهٔ شارپی آن حداقل ۲۷ ژول در دمای صفر درجه سلسیوس باشد. به لحاظ طاقت نمونهٔ شیار داده‌شدهٔ شارپی، شرایط پذیرش این رده آسانتر از شرایط پذیرش ردهٔ J2 اما سختگیرانه‌تر از شرایط پذیرش ردهٔ JR است.

پ) ردهٔ J2: به رده‌ای از مصالح فولادی گفته می‌شود که طاقت نمونهٔ شیار داده‌شدهٔ شارپی آن حداقل ۲۷ ژول در دمای ۲۰- درجه سلسیوس باشد. به لحاظ طاقت نمونهٔ شیار داده‌شدهٔ شارپی، شرایط پذیرش این رده هم از شرایط پذیرش ردهٔ JR و هم از شرایط پذیرش ردهٔ J0 سختگیرانه‌تر است.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مقاطع سنگین

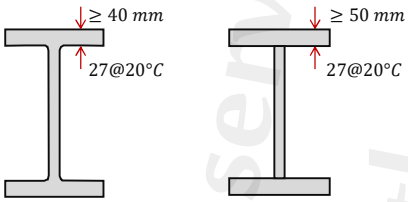
در اعضای سیستم باربر جانبی لرزه‌ای، در مقاطع گرم نوردشده، فولاد سازه‌ای به‌کار رفته در بال‌های با ضخامت مساوی یا بیشتر از ۴۰ میلیمتر باید دارای حداقل طاقت نمونهٔ شیار داده شدهٔ شارپی ۲۷ ژول در دمای ۲۰ درجه سلسیوس باشد.

در اعضای سیستم باربر جانبی لرزه‌ای، در سایر مقاطع، فولاد سازه‌ای به‌کاررفته در ورق‌های با ضخامت ۵۰ میلیمتر و بیشتر، که در موارد زیر استفاده می‌شود، در هر موقعیتی که از سوی روش‌های استاندارد مجاز دانسته شده است، باید دارای حداقل طاقت نمونهٔ شیار داده شدهٔ شارپی ۲۷ ژول در دمای ۲۰ درجه سلسیوس باشد:

۱- اعضای ساخته شده از ورق

۲- ورق‌های اتصالی که انتظار می‌رود در آنها در اثر بارهای لرزه‌ای، کرنش‌های غیر ارتجاعی ایجاد گردد.

۳- هستهٔ فولادی مهاربندهای کمانش تاب



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مصالح جوش

طبق مبحث دهم، مصالح جوش به دو بخش «جوش به کاررفته در سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای» و جوش «بحرانی لرزه‌ای» تقسیم می‌شود. اصطلاح «جوش‌های بحرانی لرزه‌ای» برای تعیین جوش‌هایی که مشمول نیازهای اضافی آیین‌نامه AWS D1.8 هستند، کاربرد دارد. مجموعه این الزامات برای جلوگیری از شکست ترد می‌باشند.

مصالح جوش

جوش‌های به کار رفته در اعضا و اتصالات و وصله‌های اعضای سیستم باربر جانبی لرزه‌ای (SFRS)

All welds used in members and connections in the SFRS shall be made with filler metals meeting the requirements specified in clauses 6.1, 6.2 and 6.3 of Structural Welding Code—Seismic Supplement (AWS D1.8/D1.8M), hereafter referred to as AWS D1.8/D1.8M.

جوش‌های بحرانی لرزه‌ای (Demand Critical Welds) نظیرجوش‌های شیاری با نفوذ کامل (CJP) در قاب خمشی ویژه و متوسط و اتصالات تیرهای پیوند قاب‌های مهاربندی شده واگرا

Welds designated as demand critical shall be made with filler metals meeting the requirements specified in AWS D1.8/D1.8M clauses 6.1, 6.2 and 6.3.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

الف) جوش به کاررفته در سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای

در کلیهٔ جوش‌های به کاررفته در اعضا و اتصالات سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای، مشخصات فلز پرکننده باید مطابق با مشخصات جدول ۱۰-۳-۲-۲ باشد.

ب) جوش‌های بحرانی لرزه‌ای

در مواردی که در این فصل جوش‌ها به صورت جوش‌های بحرانی لرزه‌ای مشخص شده‌اند، فلز پرکننده جوش باید علاوه بر برآورده نمودن مشخصات جدول ۱۰-۳-۲-۲ باید مشخصات مطابق جدول ۱۰-۳-۲-۳ را نیز برآورده نماید.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مشخصات رده‌بندی مصالح الکترود برای سیستم باربر جانبی

مشخصات	رده الکترود مصرفی		
	E70	E80	E90
مقاومت تسلیم (MPa)	400	470	540
مقاومت کششی (MPa)	490	550	620
حداقل درصد ازدیاد طول، ٪	22	19	17
حداقل طاقت CVN (J)	27@- 18°C		34@- 30°C

خواص مکانیکی جوش‌های نیاز بحرانی

مشخصات	رده الکترود مصرفی		
	E70	E80	E90
مقاومت تسلیم (MPa)	400	470	540
مقاومت کششی (MPa)	490	550	620
حداقل درصد ازدیاد طول، ٪	22	19	17
حداقل طاقت CVN (J)	54@20°C		54@10°C

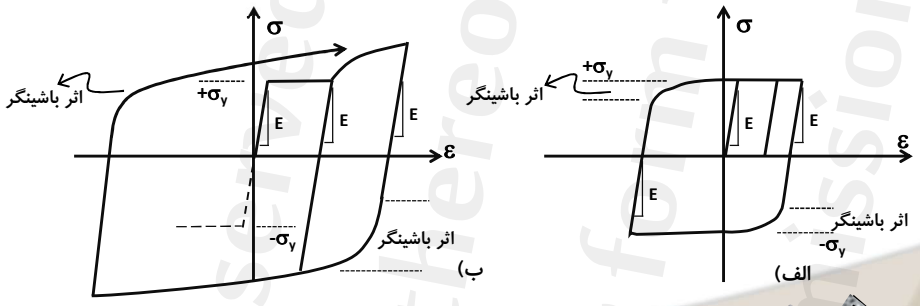
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

اثر باشینگر:

اثر باشینگر یکی از مشخصات طبیعی فولاد می‌باشد که در حالتی که از ناحیه ارتجاعی فراتر رویم، در باربرداری ناحیه تیز قبلی رخ نداده و فولاد با نرمی مسیر بعدی را طی خواهد نمود. این پدیده در ناحیه کرنش سختی بیشتر قابل مشاهده است.

بعد از بار برداری، نمودار با شیب اولیه به تنش صفر برخواهد گشت



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

هیسترزیس

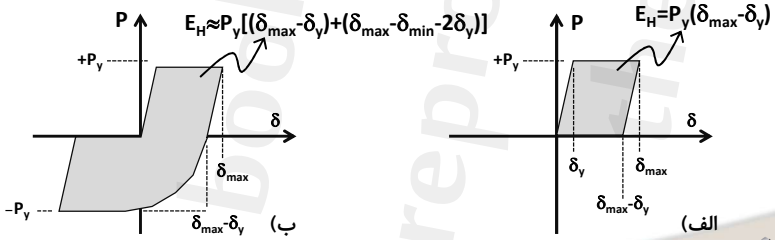
یکی از قابلیت‌های بسیار مهم فولاد، خاصیت جذب انرژی در سیکل‌های بارگذاری تناوبی با دامنه بزرگ است. برخلاف انرژی جنبشی و پتانسیل، انرژی هسیترتیک، قابل برگشت نیست. در شکل زیر، که یک بار پیشروند (Progressively) افزایشی را نشان می‌دهد، در باربرداری، میزان انرژی هیسترزیس، E_H را میتوان به صورت زیر بیان نمود:

در یک سیکل کامل بارگذاری و برگشت، این مقدار انرژی را می‌توان به صورت زیر تخمین زد:

$$E_H = P_Y(\delta_{\max} - \delta_y)$$

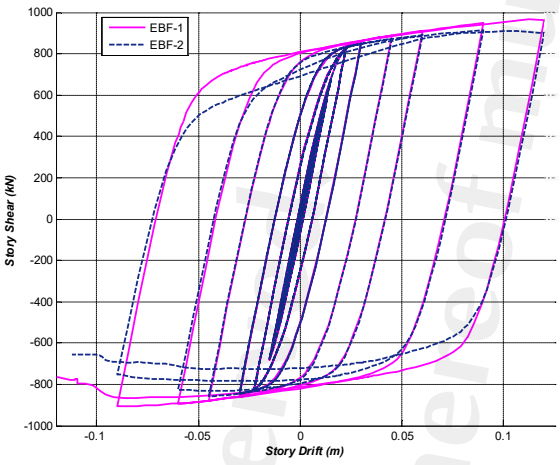
در محاسبات فوق، از اثر گردشدگی نمودار نیرو، تغییرمکان به سبب اثرات بوشینگر صرفنظر شده بود، لیکن در محاسبات دقیق میتوان آن را در نظر گرفت.

$$E_H \cong P_Y\left[(\delta_{\max} - \delta_y) + (\delta_{\max} - \delta_{min} - 2\delta_y)\right.$$



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



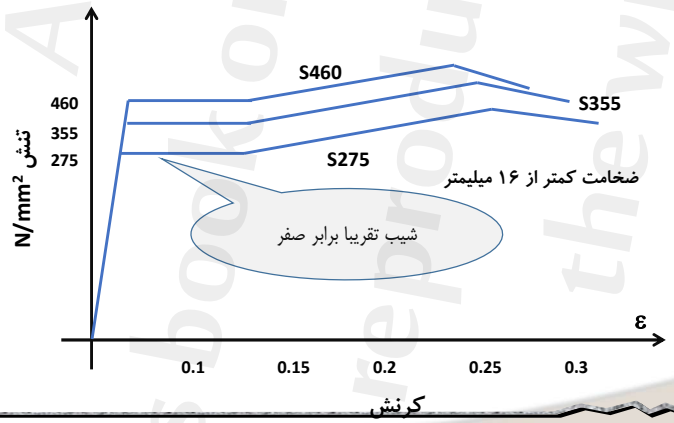
منحنی نیرو- جابجایی برای دو قاب مهاربندی شده برون محور

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

پروسه تسلیم فولاد

در روند تسلیم عضو تحت بار محوری دیده شد که فولاد در ناحیه خمیری، دارای قسمت مسطحی است. همانطور که دیده شد مقدار ضریب ارتجاعی در ناحیه پلاستیک تقریباً برابر صفر میباشد. فولاد به صورت ماده چند بلوری (polycrystalline) میباشد. وقتی بیش از حد ارتجاعی بارگذاری میشود تمایل به شکست در یک صفحه با زاویه ۴۵ درجه را دارد. وقتی که کرنش از ε_y به ε_{sh} برسد، لغزش در این صفحه ایجاد می‌شود. به این صفحات، صفحات لُدر (Luder) می‌گویند.



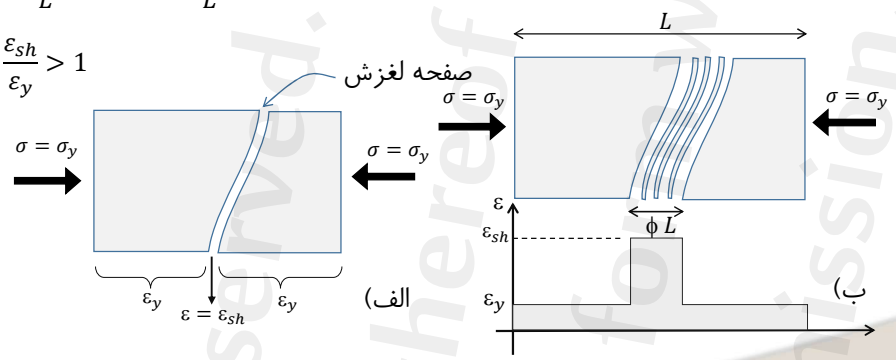
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

بعد از اولین لغزش، صفحات دیگر نیز به صورت تصادفی دچار لغزش می‌شوند تا تمام صفحات جاری شوند. برای راحتی فرض کنید در طی کل زمانی که این پروسه به طول میکشد، تمام صفحاتی که جاری شدند را بتوان به صورت گروهی به طول ϕL در کنار هم در نظر گرفت. که در آن L طول قطعه تحت تنش تسلیم می‌باشد. در این حالت بقیه نقاط قطعه دارای کرنش $\gamma\varepsilon$ بوده و ناحیه ϕL دارای کرنش ε_{sh} می‌باشد. بنابراین میانگین کرنش در طول قطعه به صورت زیر تعیین می‌شود:

$$\varepsilon_{av} = \frac{\Delta L}{L} = \frac{\varepsilon_y(L-\varphi L)+\varphi\varepsilon_{sh}L}{L} = (1-\varphi)\varepsilon_y + \varphi\varepsilon_{sh} = (1-\varphi)\varepsilon_y + \varphi s\varepsilon_y$$

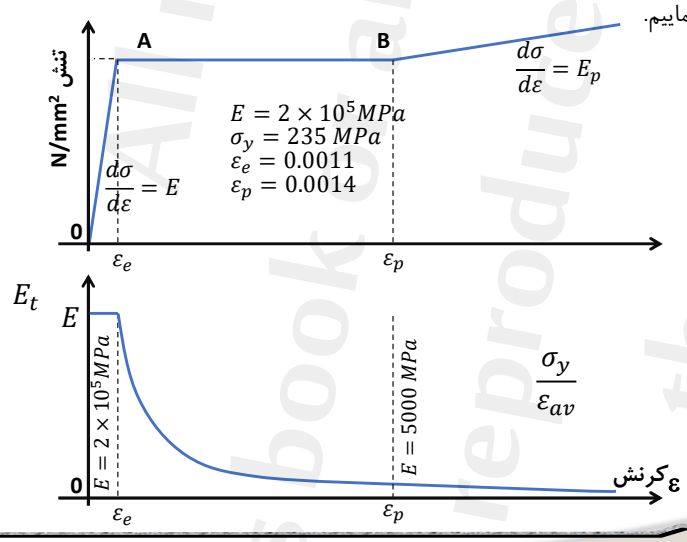
$$s = \frac{\varepsilon_{sh}}{\varepsilon_y} > 1$$



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

که در آن s ($s>1$) نسبت ε_{sh} به ε_y می‌باشد. این رابطه نشان دهنده افزایش کرنش بدون ازدیاد تنش است. در حالی که سختی فولاد از E در حالتی که $\phi=0$ تا E_{sh} در حالتی که $\phi=1$ تغییرمی‌کند اما هرگز صفر نمی‌شود. همانند شکل زیر سختی موثر بصورت زیر تعریف می‌نماییم.



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

کربن معادل

جوش پذیری فولاد به ترکیب شیمیایی فولاد و در صدر همه آنها به درصد کربن بستگی دارد. هر چه میزان کربن فولاد بالاتر باشد جوش پذیری آن نیز مشکل‌تر می‌شود. از نظر ارزیابی جوش پذیری، نقش عناصر آلیاژی موجود در فولاد را گاهی با معادل کربن می‌سنجند. معادل کربن یعنی اینکه بجای عناصر آلیاژی، فولاد و چه میزان کربن می‌تواند داشته باشد تا همان نقش را در جوش پذیری فولاد بازی کند. یکی از راه‌های بررسی جوش پذیری فولاد، محاسبه کربن معادل است. یکی از معروفترین فرمول‌های ارائه شده طبق استاندارد کشور انگلیس (BS4360) و همچنین AWS به صورت رابطه زیر می‌باشد که در آن، علامت اختصاری هر عنصر، معرف درصد همان عنصر در آنالیز شیمیایی فولاد است.

$$C_{eq} = \%C + \frac{\%Mn + \%Si}{6} + \frac{\%Cr + \%Mo + \%V}{5} + \frac{\%Ni + \%Cu}{15}$$

کربن — منگنز — سیلیکن — کروم — مولیبدینوم — وانادیوم — نیکل — مس

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

$\%C_{eq}$	ملاحظات جوشکاری
کمتر از ۰/۴	بدون احتیاط – استفاده از الکترودهای سلولزی یا روتیلی
۰/۴ تا ۰/۴۸	استفاده از الکترودهای معمولی با ۱۰۰ تا ۱۲۰ درجه پیش گرمایش یا الکترود قلیایی کم هیدروژن
۰/۴۸ تا ۰/۵۵	استفاده از الکترودهای معمولی با ۲۰۰ تا ۲۵۰ درجه پیش گرمایش ، الکترود قلیایی با پیش گرمایش ۱۵۰ تا ۲۰۰ درجه ، الکترود آستنیتی با روش قوسی فلزی با گاز محافظ بدون پیش گرمایش
بیش از ۰/۵۵	استفاده از الکترود قلیایی کم هیدروژن با ۲۰۰ تا ۳۵۰ درجه پیش گرمایش یا الکترود آستنیتی با روش قوسی فلزی با گاز محافظ

رده بندی فولاد از نظر وجود کربن

- کم کربن (کمتر از ۰/۱۵٪)
- با کربن ملایم (بین ۰/۱۵ تا ۰/۲۹٪)
- با کربن متوسط (بین ۰/۳ تا ۰/۵۹٪)
- با کربن زیاد (بین ۰/۶ تا ۱/۷٪)

فولادهای ساختمانی در رده فولاد با کربن ملایم هستند. میزان کربن آنها بین ۰/۲۵ تا ۰/۲۹٪ می‌باشد. (بسته به ضخامت آنها). صورتی درصد کربن معادل از ۰/۵ فراتر رود، احتمال ایجاد ترک در جوش زیاد می‌شود.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

خستگی ناشی از چرخه کم و زیاد

از سال ۱۸۵۰معلوم شده است که فلز تحت تنش تکراری با نوسانی، در تنشی به مراتب کمتر از تنش لازم برای شکست در اثر یک مرتبه اعمال بار، خواهد شکست. شکست‌هایی که در شرایط بارگذاری دینامیک رخ می‌دهند شکست‌های خستگی نامیده می‌شوند. که این نامگذاری احتمالا مبتنی بر این دلیل است که به طور کلی مشاهده می‌شود شکست‌ها فقط پس از یک دوره کار زیاد رخ می‌دهند. هیچگونه تغییر واضحی در ساختار فلزی که به علت خستگی می‌شکند وجود ندارد تا بتوان به عنوان مدرکی برای شناخت دلایل شکست خستگی از آن استفاده کرد. با پیشرفت صنعت و افزایش تعداد وسایلی از قبیل خودرو ، هواپیما،کمپرسور،پمپ،توربین و غیره که تحت بارگذاری تکراری و ارتعاشی هستند، خستگی بیشتر متداول شده و اکنون چنین برداشت می شود که عامل حداقل ۹۰درصد شکستهای ناشی از دلایل مکانیکی حین کار خستگی باشد. ترک‌های ریز، ناخالصی های موجود در فولاد و برخی عوامل دیگر عامل ایجاد شکست در چرخه های طولانی هستند. دلیل عمده خطرناک بودن شکست خستگی این است که بدون آگاهی قبلی و قابل رویت بودن رخ می دهد.خستگی به صورت شکستی با ظاهر ترد، بدون هیچگونه تغییر شکل ناخالص در شکست نتیجه میشود. معمولا سطح شکست در مقیاس ماکروسکوپی بر جهت تنش کششی اصلی عمود است.

در طراحی لرزه‌ای تواتر بارهای جانبی ناشی از زلزله چندان زیاد نمی‌باشد بنابراین خستگی ناشی از تواتر زیاد اهمیتی ندارد. لیکن خستگی با تواتر کم در نواحی شکل‌پذیر که دارای مقاطع فشرده نباشند مهم است.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

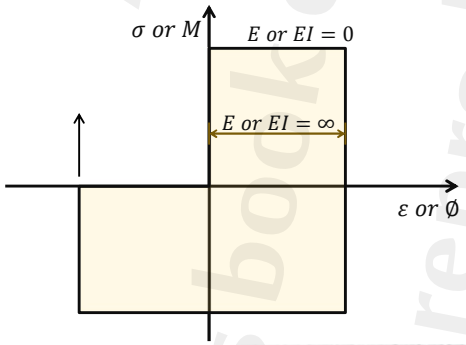
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مدل‌های رفتاری مصالح

برای تحلیل‌های سازه‌ای و مخصوصاً تحلیل‌های غیرارتجاعی نیاز به تعریف مدلی جهت بیان شکل پذیری مصالح داریم. مدل مصالح بیان کننده رفتار مصالح از ابتدای بارگذاری تا انتهای شکست است.

مدل صلب خمیری

در این مدل از قسمت ارتجاعی صرفنظر می‌شود و فرض بر آن است که مصالح تا قبل از تسلیم کرنشی را تحمل نمی‌کنند. از این مدل به سبب سادگی اغلب در طراحی‌های دستی استفاده می‌شود. همچنین برخی از اعضای خمشی را نیز می‌توان به وسیله این مدل بیان نمود.

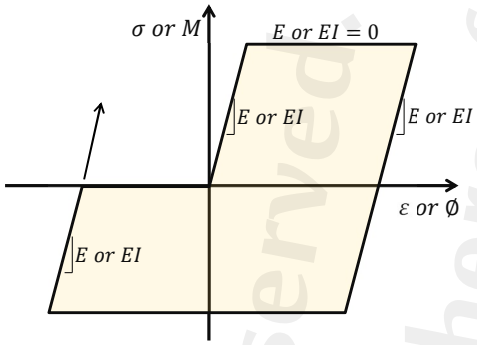


 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مدل الاستوپلاستیک بدون سخت شوندگی کرنشی

در حالتی که پاسخ از بارگذاری تا شکست دارای اهمیت باشد، و یا حالتی که محاسبه تغییرشکل های غیرارتجاعی مدنظر باشد از این مدل استفاده می‌شود.

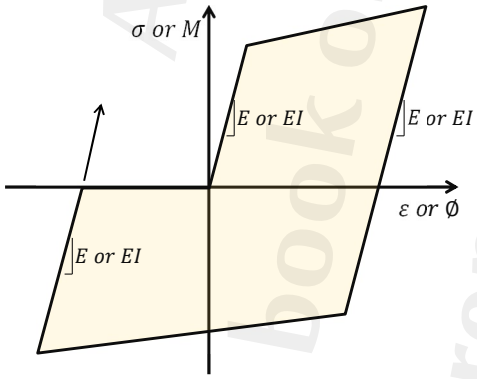


 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مدل الاستوپلاستیک با سخت شوندگی کرنشی

در حالتی که اثر سخت شوندگی کرنشی دارای اهمیت باشد مورد استفاده قرار می‌گیرد. در این مدل شیب خط دوم بین 0.005 تا 0.05 برابر شیب اولیه در نظر گرفته می‌شود.



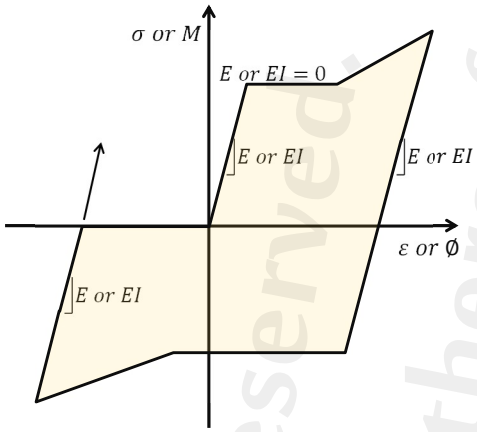
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مدل سه خطی الاستوپلاستیک با سخت شوندگی کرنشی

در حالتی که اثر سخت شوندگی کرنشی و ناحیه مسطح دارای اهمیت باشد مورد استفاده قرار می‌گیرد.



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

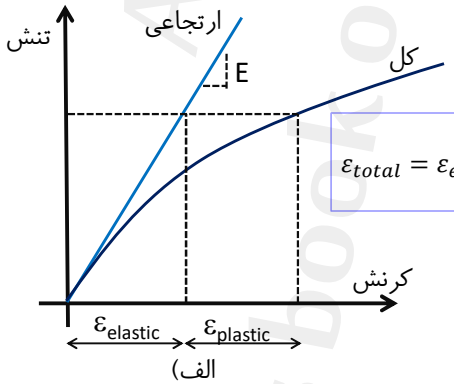
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

تابع توان و رامبرگ اسگود

تابع توان و رامبرگ اسگود یکی از روش‌های مدلسازی مواد می‌باشد که معمولاً برای تشریح روابط تجربی حاصل از نمودارهای تنش و کرنش استفاده می‌شود.

تابع توان:

اساس این روش بر آن است که بیان می‌نماید، می‌توان نمودار تنش کرنش را به دو قسمت ارتجاعی و غیرارتجاعی تقسیم نمود:



$$\varepsilon_{total} = \varepsilon_{elastic} + \varepsilon_{plastic} = \frac{\sigma}{E} + a\left(\frac{\sigma}{E}\right)^{n} \qquad (1)$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

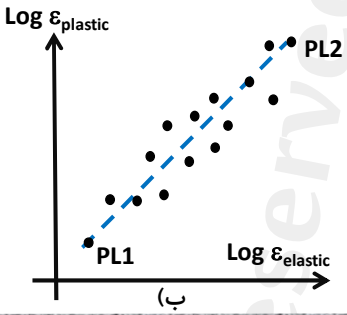
در رابطه (۱) میتوان کرنش غیرارتجاعی را به صورت تابعی از کرنش ارتجاعی بیان نمود. بنابراین:

$$\varepsilon_{plastic} = a\left(\frac{\sigma}{E}\right)^n = a\varepsilon_{elastic}^n \qquad (2)$$

با گرفتن لگاریتم از دو طرف رابطه فوق داریم:

$$\log \varepsilon_{plastic} = \log(a\varepsilon_{elastic}^n) = \log a + n\log(\varepsilon_{elastic}) \qquad (3)$$

در شکل روبرو مثالی از رابطه فوق نشان داده شده است.



$$n = \left(\frac{\log \varepsilon_{plastic-2} - \log \varepsilon_{plastic-}}{\log \varepsilon_{elastic-2} - \log \varepsilon_{elastic-}}\right) \qquad (4)$$

$$\log a = \log \varepsilon_{plastic-} - n\log \varepsilon_{elastic-1} \qquad (5)$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

تابع رامبرگ اسگود

در مهندسی زلزله اغلب از تابع رامبرگ اسگود برای بیان رفتار مصالح استفاده میشود. این تابع در حالتی که تابع توان بر یک کرنش دلخواه (ε_0) بهنجار شود، بدست می آید. در این حالت کرنش غیرارتجاعی نیز غیر صفر میباشد:

$$\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} = \frac{\sigma}{\sigma_0} + \frac{a}{\varepsilon_0}\left(\frac{\sigma}{E}\right)^n \qquad (1)$$

که در رابطه فوق، E ضریب ارتجاعی ابتدایی و σ_0 ε_0 معادل E میباشد. برای استفاده از این تابع بایستی پارامترهای a، n و ε_0 تعیین شوند. برای تعیین n به دو نقطه نیاز داریم.

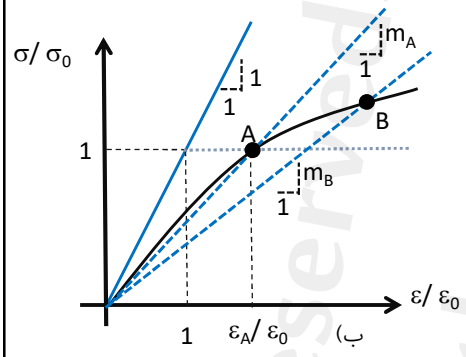
$$\frac{\varepsilon_A}{\varepsilon_0} = 1 + \frac{a}{\varepsilon_0}\left(\frac{\sigma_0}{E}\right)^n = \frac{1}{m_A} \quad \Rightarrow \quad a = \frac{\frac{1-m_A}{m_A}}{\left(\frac{\sigma_0}{E}\right)^{n-1}} \qquad (2)$$

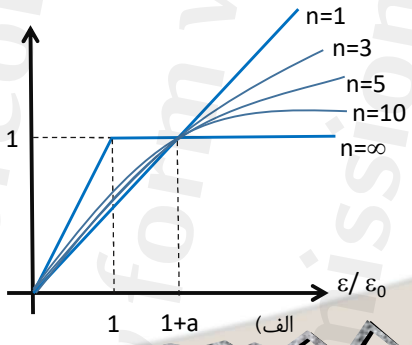
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

$$\frac{\left(\frac{\varepsilon_B}{\varepsilon_0}\right)}{\left(\frac{\sigma_B}{\sigma_0}\right)} = 1 + \frac{\left(\frac{a}{\varepsilon_0}\left(\frac{\sigma_B}{E}\right)^n\right)}{\left(\frac{\sigma_B}{\sigma_0}\right)} = \frac{1}{m_B} \qquad (3)$$





 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

با جایگذاری a از رابطه (۲) در رابطه (۳) و ساده سازی داریم:

$$n = 1 + \frac{\log\frac{(1-m_A)m_B}{(1-m_B)m_A}}{\log\left(\frac{\sigma_0}{\sigma_B}\right)} \qquad (4)$$

گام‌های روش رامبرگ اسگود به صورت زیر می‌باشد:

۱- ترسیم دیاگرام تنش کرنش و تعیین ضریب ارتجاعی E.

۲- برای تعیین کرنش تسلیم (ε_0)، می‌توان از روش آفست ۰/۲٪ استفاده نمود. بنابراین $\varepsilon_0 = \sigma_0/E$ خواهد بود.

۳- در اینحالت نقطه A که متناظر با تنش σ_0 است تعیین شده و شیب m_A توسط خط قاطع در آن بدست می‌آید. در این حالت شیب m_A همیشه کمتر از واحد است.

۴- نقطه دوم (B) به صورت تجربی تعیین می‌شود.

۵-برای تعیین n رابطه (۴) حل شود. همچنین برای تعیین a رابطه (۲) حل شود.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مثال عددی: نتایج تجربی حاصل از یک آزمایش تجربی تنش – کرنش به مانند جدول روبرو است. نمودار تنش کرنش مهندسی را با استفاده از روش تابع توان و رامبرگ اسگود بدست آورید. فرض نمایید مدول الاستیسیته برابر 10000ksi بوده و با استفاده از روش آفست ۰/۲٪ تنش تسلیم برابر 37ksi بدست آمده است.

تنش	کرنش		تنش	کرنش
0	0		34	0.00345
5	0.0005		35	0.0037
10	0.00102		36	0.0042
15	0.00151		37	0.0052
20	0.00202		38	0.008
25	0.00251		39	0.015
30	0.00301		40	0.0265
31	0.00311		41	0.056
32	0.00321		42	0.122
33	0.00333			

$$\sigma_y = 37\ \text{ksi} \qquad E = 10000\ \text{ksi}$$

کرنش تسلیم:

$$\varepsilon_y = \frac{\sigma_y}{E} = \frac{37}{10000} = 0.0037$$

استفاده از تابع توان:

نقطه اول در حوالی کرنش تسلیم و نقطه دوم فراتر از نقطه کرنش تسلیم انتخاب شود.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

نقطه اول را در کرنش ε=0.0037 که متناظر با تنش σ=35ksi است را در نظر می‌گیریم. بنابراین:

$$\varepsilon = 0.0037 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \varepsilon_{elastic} = \dfrac{\sigma}{E} = \dfrac{35}{10000} = 0.0035 \\ \varepsilon_{plastic} = \varepsilon - \varepsilon_{elastic} = 0.0037 - 0.0035 = 0.0002 \end{cases}$$

نقطه دوم را در کرنش ε=0.122 که متناظر با تنش σ=42ksi است را در نظر می‌گیریم. بنابراین:

$$\varepsilon = 0.122 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \varepsilon_{elastic} = \dfrac{\sigma}{E} = \dfrac{42}{10000} = 0.0042 \\ \varepsilon_{plastic} = \varepsilon - \varepsilon_{elastic} = 0.122 - 0.0042 = 0.1178 \end{cases}$$

با جایگذاری در روابط (۴) و (۵) مقدار a و n بدست می‌آید.

$$n = \left(\frac{\log \varepsilon_{plastic-2} - \log \varepsilon_{plastic-1}}{\log \varepsilon_{elastic-2} - \log \varepsilon_{elastic-1}}\right) = \frac{\log(0.1178) - \log(0.0002)}{\log(0.0042) - \log(0.0035)} \approx 35$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

$$\log a = \log \varepsilon_{plastic-1} - n \log \varepsilon_{elastic-1} = \log(0.0002) - 35 \log(0.0035)$$

$$\Rightarrow \qquad a = 1.661 \times 10^{82}$$

بنابراین تابع توان را می‌توان به شکل زیر نشان داد:

$$\varepsilon = 0.0001\sigma + 1.661 \times 10^{82} \left(\frac{\sigma}{10000}\right)^{35}$$

صفحه ۷۵ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

کرنش	تنش بر حسب ksi
0	0
0.0005	5
0.00102	10
0.00151	15
0.00202	20
0.00251	25
0.00301	30
0.00311	31
0.00321	32
0.00333	33
0.00345	34
0.0037	35
0.0042	36
0.0052	37
0.008	38
0.015	39
0.0265	40
0.056	41
0.122	42

استفاده از تابع رامبرگ اسگود

کرنش تسلیم به عنوان ε_0 در نظر گرفته می‌شود. با استفاده از روش آفست ۰/۲٪ مقدار تنش تسلیم را داریم:

$$\sigma_y = 37 \text{ ksi} \qquad E = 10000 \text{ ksi}$$

$$\rightarrow \varepsilon_y = \varepsilon_0 = \frac{\sigma_y}{E} = \frac{\sigma_0}{E} = \frac{37}{10000} = 0.0037$$

نقطه A در $\sigma_0=\sigma$ انتخاب شده و شیب m_A با توجه به رابطه (۲) بدست می‌آید:

$$\frac{\varepsilon_A}{\varepsilon_0} = 1 + \frac{a}{\varepsilon_0}\left(\frac{\sigma_0}{E}\right)^n = \frac{1}{m_A} \quad \Rightarrow \quad \frac{0.0052}{0.0037} = \frac{1}{m_A} \quad \Rightarrow \quad m_A = 0.711$$

صفحه ۷۶ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

کرنش	تنش بر حسب ksi
0	0
0.0005	5
0.00102	10
0.00151	15
0.00202	20
0.00251	25
0.00301	30
0.00311	31
0.00321	32
0.00333	33
0.00345	34
0.0037	35
0.0042	36
0.0052	37
0.008	38
0.015	39
0.0265	40
0.056	41
0.122	42

نقطه B را در جایی فراتر از نقطه تسلیم در نظر می‌گیریم. با استفاده از رابطه (۳) داریم:

$$\frac{\left(\frac{\varepsilon_B}{\varepsilon_0}\right)}{\left(\frac{\sigma_B}{\sigma_0}\right)}=\frac{1}{m_B}=\frac{\frac{0.0265}{0.0037}}{\frac{40}{37}}=\frac{1}{m_B}\quad\Rightarrow\quad m_B=0.151$$

با حل رابطه (۴):

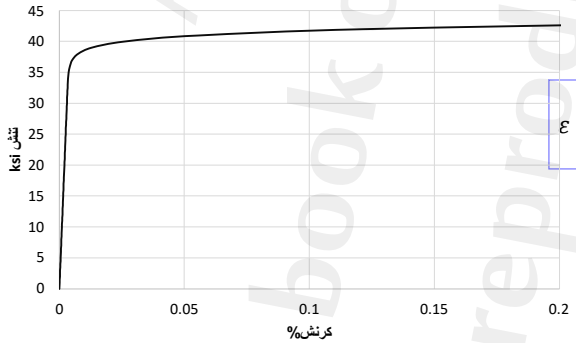
$$n=1+\frac{\log\frac{(1-m_A)m_B}{(1-m_B)m_A}}{\log\left(\frac{\sigma_0}{\sigma_B}\right)}=1+\frac{\log\frac{(1-0.711)0.151}{(1-0.151)0.711}}{\log\left(\frac{37}{40}\right)}=34.7$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

با حل رابطه (۲):

$$a=\frac{1-m_A}{\left(\frac{\sigma_0}{E}\right)^{n-1}}=\frac{1-0.711}{\left(\frac{37}{10000}\right)^{33.7}}=3.53\times10^{81}\quad\Rightarrow\quad\frac{\varepsilon}{0.0037}=\frac{\sigma}{37}+\frac{3.53\times10^{81}}{0.0037}\left(\frac{\sigma}{10000}\right)^{34.7}$$



با ساده سازی داریم:

$$\varepsilon=0.0001\sigma+3.53\times10^{81}\left(\frac{\sigma}{10000}\right)^{34.7}$$

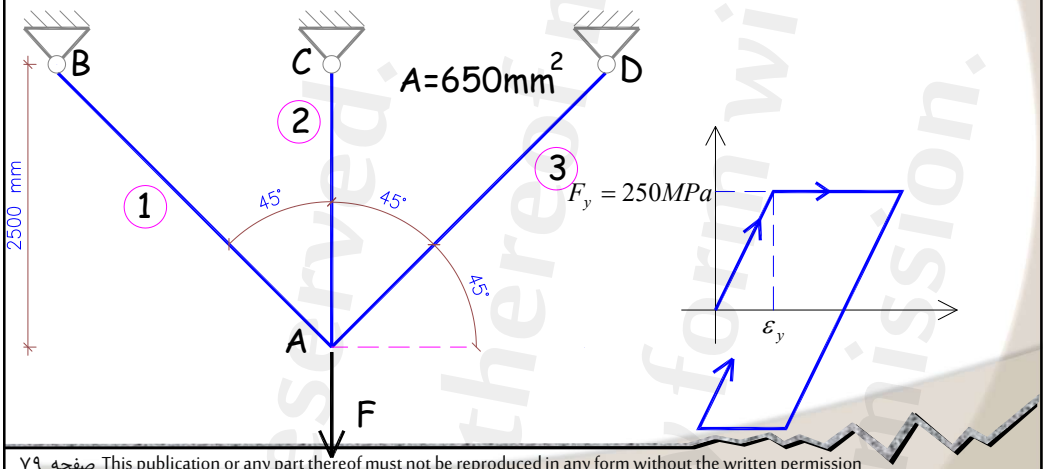
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مزایای رفتار پلاستیک فولاد

همانطور که قبلاً اشاره شد یکی از مزایای فولاد رفتار غیرارتجاعی مناسب آن است که سبب جذب انرژی زلزله در تغییرشکل‌های بزرگ می‌شود. برای درک این رفتار به مثال زیر توجه نمایید. سازه نشان داده شده در شکل زیر از سه میله با سطح مقطع برابر A تشکیل شده است. نمودار تنش کرنش ایده‌آل در شکل نشان داده شده است.



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

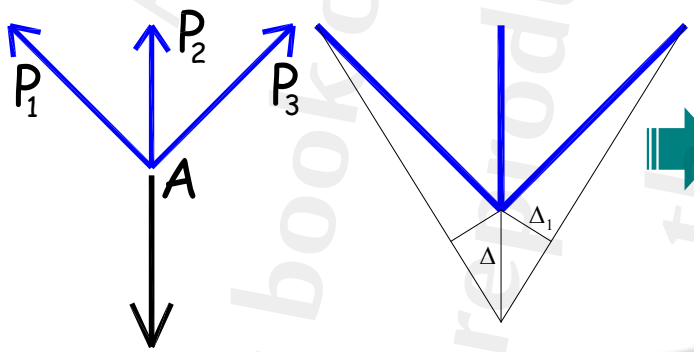
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مطلوبست: منحنی تغییرات F بر حسب تغییرمکان قائم نقطه A تا خرابی سازه

حل) سازه نامعین بوده و بایستی علاوه بر معادلات تعادل از معادلات همسازی نیز استفاده شود. به سبب تقارن:

$$\Sigma F_y = 0 \quad \Rightarrow \quad 2P_1 \cos 45^\circ + P_2 = F \qquad (1)$$

$$P_1 = P_3$$



$$\Delta = \frac{\Delta_1}{\cos 45^\circ} = \sqrt{2}\Delta_1$$

$$\frac{P_2 L}{AE} = \sqrt{2}\frac{P_1 L}{AE \cos 45^\circ}$$

$$\Rightarrow P_2 = 2P_1$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

با نوشتن معادلات تعادل و جایگذاری در رابطه (۲) داریم:

$$P_1 \cos 45^\circ + P_1 = F \quad \Rightarrow \quad F = 1.707 P_2 \qquad (2)$$

از رابطه فوق پیداست که نیروی میله شماره (۲) از بقیه بیشتر بوده و زودتر تسلیم می‌شود. از طرفی نیروی میله (۲) برابر با حاصلضرب سختی آن در جابجایی آن است:

$$P_2 = \frac{AE}{L}\Delta \quad \Rightarrow \quad F = 1.707\frac{AE}{L}\Delta \qquad (3)$$

عضو شماره (۲) ابتدا تسلیم میشود و نیروی تسلیم آن برابر است با:

در صورتی که Δ_y متناظر با تغییرمکان نقطه A در اولین تسلیم (تسلیم عضو شماره ۲) باشد:

$$P_y = AF_y$$

$$\Delta_y = \frac{P_y L}{EA} \quad \Rightarrow \quad P_y = \frac{AE}{L}\Delta_y \qquad (4)$$

با ترکیب روابط (۳) و (۴) داریم:

با تسلیم عضو شماره (۲) سختی آن صفر شده و نیروی ثابت P_y در آن خواهد افتاد و سختی سازه تنها به عهده اعضای (۱) و (۳) خواهد بود.

$$\frac{F}{P_y} = 1.707\frac{\Delta}{\Delta_y} \quad \rightarrow \quad \Delta \le \Delta_y \qquad (5)$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

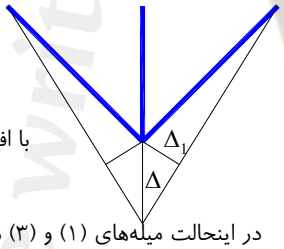
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

بعد از تسلیم عضو شماره (۲) با نوشتن معادله تعادل داریم:

$$\Sigma F_y = 0 \quad \Rightarrow \quad F = P_y + 2P_1 \cos 45^\circ \qquad (6)$$

با فرض تغییرشکل‌های کوچک:

$$\Delta_1 = \Delta \cos 45^\circ$$



با افزایش نیروی F عضو (۱) و (۳) نیز تسلیم خواهند شد:

$$P_1 = P_3 = P_y = AF_y$$

در اینحالت میله‌های (۱) و (۳) نیز به تغییرمکان متناظر با حد تسلیم خود خواهند رسید.

$$F = P_y + 2P_y \cos 45^\circ = 2.414 P_y \qquad (7)$$

با ترکیب روابط (۴) و (۸) می‌توان نتیجه گرفت:

$$\frac{P_y L}{AE\cos 45^\circ} = \Delta_1 \quad \Rightarrow \quad \frac{P_y L}{AE\cos 45^\circ} = \Delta \cos 45^\circ \quad \Rightarrow \quad P_y = \frac{AE}{2L}\Delta \qquad (8)$$

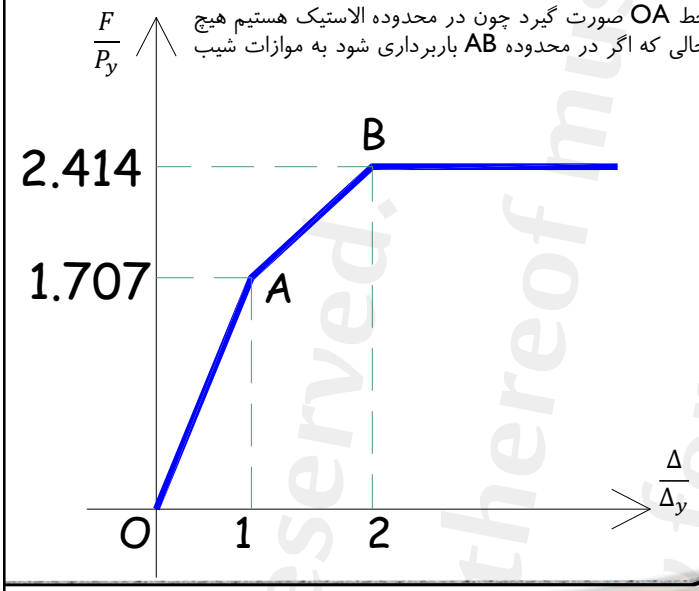
$$\Delta = 2\Delta_y$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission of the author.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

در صورتی که باربرداری در محدوده خط OA صورت گیرد چون در محدوده الاستیک هستیم هیچ تغییرشکل ماندگاری رخ نمی‌دهد. در حالی که اگر در محدوده AB باربرداری شود به موازات شیب اولیه بر خواهیم گشت.



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

طراحی ظرفیتی

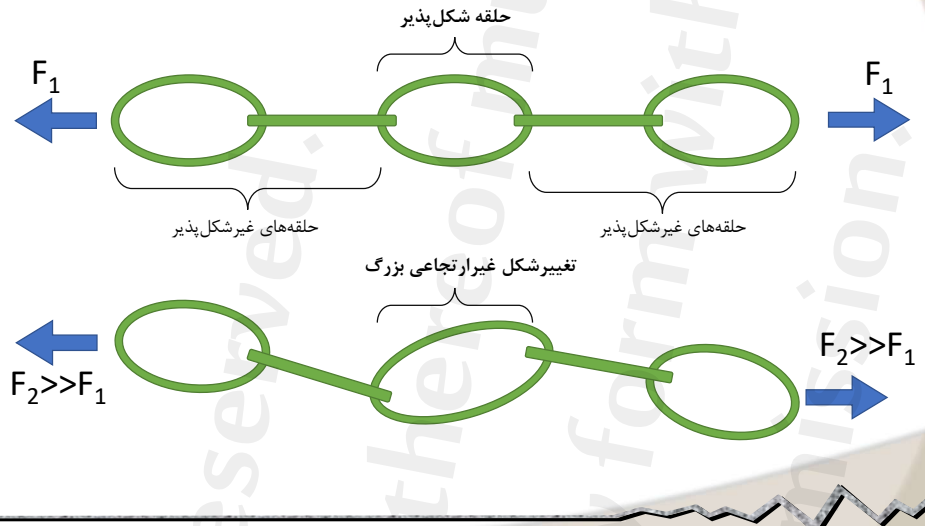
یک ابزار مفید جهت طراحی لرزه‌ای می‌باشد. وقتی می‌خواهیم برخی از المان‌های سازه‌ای وارد ناحیه خمیری شوند، از مفاهیم طراحی بر اساس ظرفیت استفاده می‌شود. در حال حاضر این روش در آیین‌نامه‌های طراحی استفاده نمی‌شود لیکن از نتایج آن برای طراحی لرزه‌ای استفاده می‌شود. اولین بار در نیوزلند و در سال ۱۹۶۰ بعنوان روش تحلیل طراحی در برابر زلزله‌های شدید بر روی آن کار شد.

فلسفه: در زلزله‌های شدید، برخی از المان‌های سازه وارد ناحیه خمیری می‌شوند. نقاطی که به عنوان مفصل خمیری در نظر گرفته می‌شوند بایستی قدرت جذب انرژی را داشته باشد. در حقیقت این مفاصل بایستی قابلیت چرخش زیاد را داشته و کمبود مقاومت چندانی در آنها رخ ندهد. همچنین دچار کمانش‌های کلی و موضعی نشوند. در مرحله بعدی بایستی از حفاظت قسمت‌هایی که نمی‌خواهیم وارد ناحیه خمیری شود اطمینان حاصل کنیم.

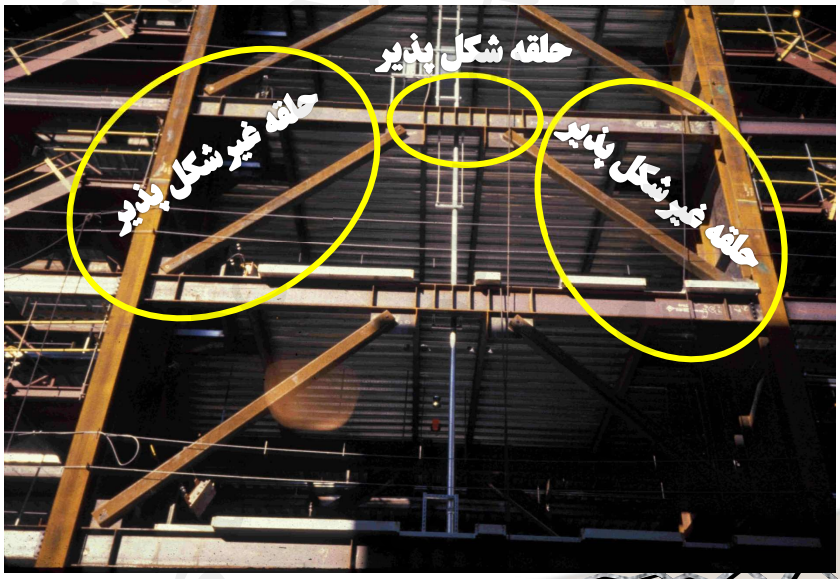
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

زنجیر پاولی



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

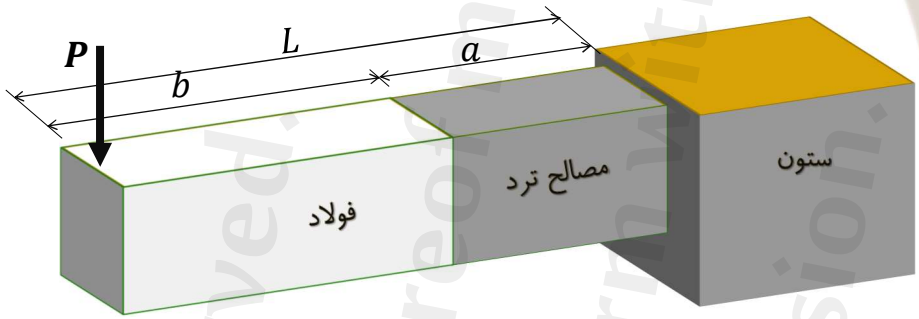


 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

تیر کنسول زیر را در نظر بگیرید که از دو جنس مصالح تشکیل شده است.

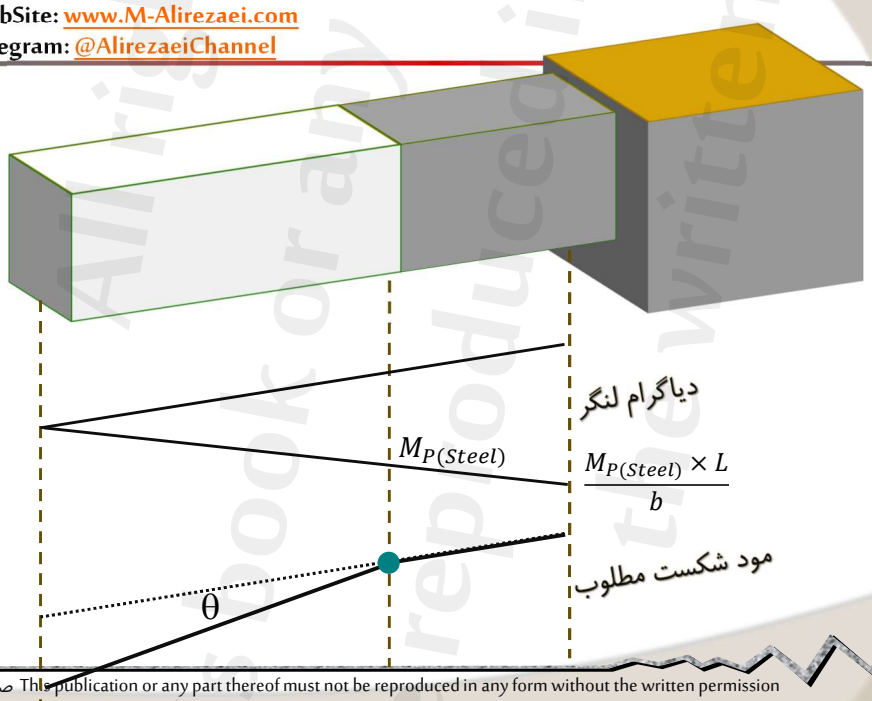
مود تسلیم مطلوب چیست؟



$$M_{max} = \frac{M_{P(Steel)} \times L}{b} < M_{\text{brittle}} \quad \rightarrow \quad M_{\text{brittle}} = \alpha \frac{M_{P(Steel)} \times L}{b}$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مدارک فنی (مدارک طراحی، نقشه‌های طراحی و مشخصات فنی)

مدارک فنی (مدارک طراحی، نقشه‌های طراحی و مشخصات فنی) علاوه بر مواردی که در فصل‌های ۱۰-۱ و ۱۰-۲ و ۱۰-۴ الزام شده است، باید دربرگیرندهٔ موارد زیر نیز باشند:

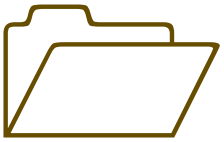
الف) مشخص نمودن سیستم باربر جانبی لرزه‌ای

ب) مشخص نمودن اعضا و اتصالاتی که بخشی از سیستم باربر جانبی لرزه‌ای هستند.

پ) تعیین موقعیت و ابعاد هندسی نواحی حفاظت شده

ت) جزئیات اتصال بین دیافراگم کف و اعضای فولادی سیستم باربر جانبی لرزه‌ای

ث) الزامات مربوط به تهیهٔ نقشه‌های کارگاهی ساخت و نصب که در فصل ۱۰-۴ به آنها اشاره نشده است.



This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

الزامات لرزه‌ای اجرای سازه‌های فولادی

علاوه بر الزامات بند ۱۰-۳-۲-۲ نقشه‌های طراحی سازه و الزامات ساخت سازه‌های فولادی، باید موارد زیر را نیز شامل شوند:

الف) پیکربندی اتصالات

ب) نوع مصالح و ابعاد اتصالات

پ) موقعیت جوش‌های بحرانی لرزه‌ای

ت) موقعیت‌هایی که در طراحی ورق‌های اتصال مهاربندی (ورق گاست) به گرهٔ اتصال امکان ایجاد چرخش‌های فرا ارتجاعی منظور شده باشد.

ث) موقعیت ورق‌های اتصالی که باید الزامات آزمایش طاقت نمونهٔ شیار داده شدهٔ شارپی را داشته باشند.

ج) حداقل دمای شرایط سرویس پیشبینی شده برای سازه‌های فولادی که در معرض شرایط جوی قرار دارند.

چ) موقعیت‌هایی که پس از انجام جوشکاری، باید ورق پشتبند برداشته شود.

ح) موقعیت‌هایی که در شرایط حذف ننمودن ورق پشت‌بند، اجرای جوش گوشهٔ اضافی الزامی است

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

خ) موقعیت‌های که اجرای جوش گوشه برای تقویت جوش شیاری با نفوذ کامل یا بهبود هندسه اتصال الزامی است.

د) موقعیت‌هایی که پس از جوشکاری ورق‌های گوشوارهای جوش (ناودان انتهای جوش) باید برداشته شوند.

ذ) موقعیت‌های وصله که در آنها تغییر تدریجی مقطع الزامی است.

ر) مشخصات درزهای اتصال جوش یا نحوهٔ سرهم کردن اجزای اتصال که لازم است دارای مراحل جوشکاری خاص، تکنیک جوشکاری خاص یا هر شرایط از پیش تعیین شده‌ای باشد که قرار است مجری به اطلاع مهندس طراح جهت تأیید برساند.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

الزامات لرزه‌ای اجرای سازه‌های مختلط

علاوه بر الزامات بند ۱۰-۳-۲-۳-۲ در نقشه‌های سازه‌های با اعضای مختلط، موارد زیر نیز باید در نظر گرفته شوند:

الف) موقعیت میلگردها، محل قطع میلگردها، وصله‌های پوششی و مکانیکی و مهارهای مکانیکی، موقعیت تنگ‌ها و سایر آرماتورهای عرضی

ب) موقعیت برشگیرها (از نوع گلمیخ یا ناودانی) و میلگردهای مهاری جوش‌شده

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

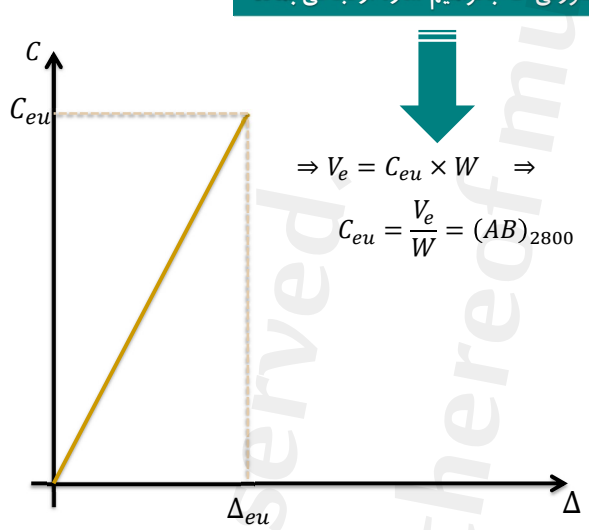
مبانی طراحی لرزه‌ای

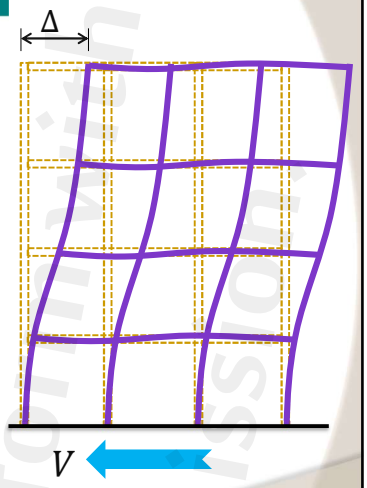
ضریب رفتار و مقاومت افزون

در صورتی که بخواهیم سازه ارتجاعی بماند

$$\Rightarrow V_e = C_{eu} \times W \quad \Rightarrow$$

$$C_{eu} = \frac{V_e}{W} = (AB)_{2800}$$



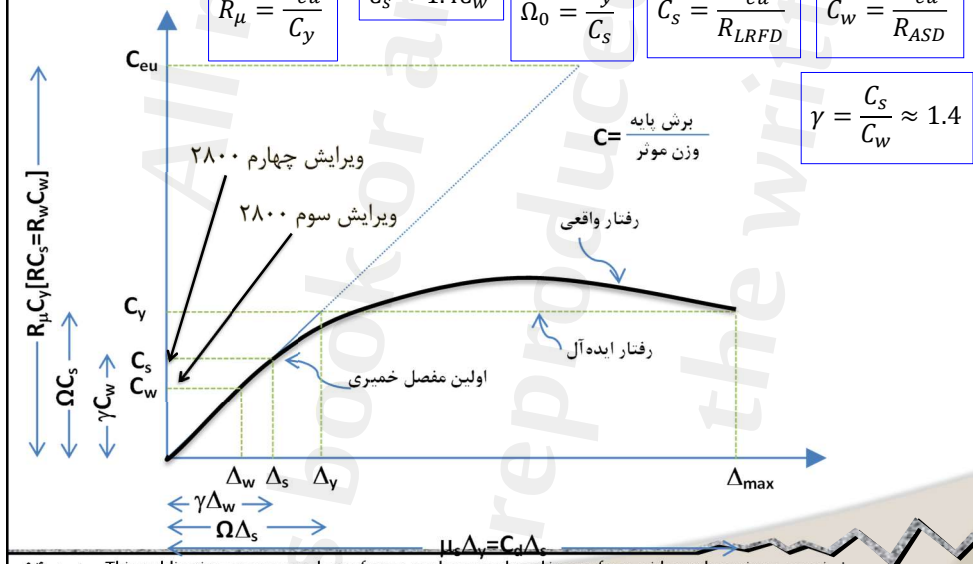


 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

$$R_\mu = \frac{C_{eu}}{C_y} \qquad C_s \approx 1.4C_w \qquad \Omega_0 = \frac{C_y}{C_s} \qquad C_s = \frac{C_{eu}}{R_{LRFD}} \qquad C_w = \frac{C_{eu}}{R_{ASD}}$$

$$\gamma = \frac{C_s}{C_w} \approx 1.4$$



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

$$\gamma = \frac{C_s}{C_w} = \frac{M_p}{M_w} = \frac{Z \times F_y}{S\left(0.6 \times F_y \times \frac{4}{3}\right)} \quad \Rightarrow \quad \frac{Z}{S} = k \approx 1.12 \quad \Rightarrow \quad \gamma = 1.4$$

$$R_{LRFD} = \frac{C_{eu}}{C_s} = \frac{C_{eu}}{C_y} \times \frac{C_y}{C_s} = R_\mu \Omega \qquad (1)$$

$$R_{ASD} = \frac{C_{eu}}{C_w} = \frac{C_{eu}}{C_y} \times \frac{C_y}{C_s} \times \frac{C_s}{C_w} = R_\mu \Omega \gamma \qquad (2)$$

$$C_{d(LRFD)} = \frac{\Delta_{\max}}{\Delta_s} = \frac{\Delta_{\max}}{\Delta_y} \times \frac{\Delta_y}{\Delta_s} = \mu \times \Omega \qquad (3)$$

$$C_{d(ASD)} = \frac{\Delta_{\max}}{\Delta_s} = \frac{\Delta_{\max}}{\Delta_y} \times \frac{\Delta_y}{\Delta_s} \times \frac{\Delta_s}{\Delta_w} = \mu \times \Omega \times \Omega \approx 0.7 R_{2800}^{ver3} \qquad (4)$$

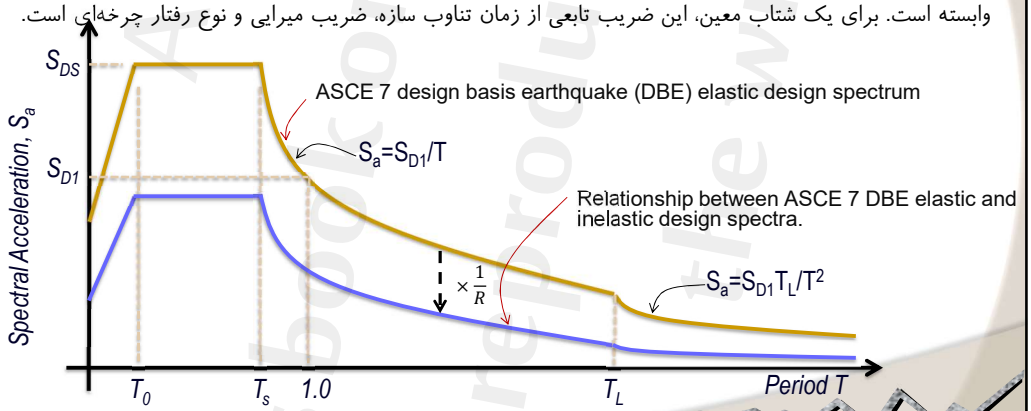
صفحه ۹۵ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

نکته:

* مقدار ضریب اضافه مقاومت (Ω_0) برای ساختمان‌های کوتاه مرتبه، بیشتر از ساختمان‌های بلند مرتبه است. (دلیل آن اهمیت بارهای ثقلی در طرح این سازه‌ها است)

* ضریب کاهش در اثر شکل پذیری (R_μ) نه تنها به ویژگی‌های سیستم سازه‌ای، بلکه به تاریخچه زمانی شتاب زمین وابسته است. برای یک شتاب معین، این ضریب تابعی از زمان تناوب سازه، ضریب میرایی و نوع رفتار چرخه‌ای است.



صفحه ۹۶ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مقادیر ضریب رفتار و ضریب بزرگنمایی جابجایی و مقاومت افزون در ASCE7-10، ASCE7-16 و ۲۸۰۰ (جدول ۳-۴)

سیستم سازه	۲۸۰۰ ویرایش چهارم			ASCE7-10			ASCE7-16		
	R	C_d	Ω_0	R	C_d	Ω_0	R	C_d	Ω_0
سیستم قاب ساختمانی ساده									
قاب مهاربندی شده واگرا	7	4	2	8	4	2	8	4	2
قاب مهاربندی شده همگرای ویژه	5.5	5	2	6	5	2	6	5	2
قاب مهاربندی شده همگرای معمولی	3.5	3.5	2	3.25	3.25	2	3.25	3.25	2
سیستم قاب خمشی									
قاب خمشی فولادی با شکل پذیری ویژه	7.5	5.5	3	8	5.5	3	8	5.5	3
قاب خمشی فولادی با شکل پذیری متوسط	5	4	3	4.5	4	3	4.5	4	3
قاب خمشی فولادی با شکل پذیری معمولی	3.5	3	3	3.25	3	3	3.25	3	3
قاب خمشی بتنی با شکل پذیری ویژه	7.5	5.5	3	8	5.5	3	8	5.5	3
قاب خمشی بتنی با شکل پذیری متوسط	5	4.5	3	5	4.5	3	5	4.5	3
قاب خمشی بتنی با شکل پذیری معمولی	3	2.5	3	3	2.5	3	3	2.5	3

صفحه ۹۷ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

ترکیب بارهای طراحی سازه فولادی

طبق بند ۱۰-۳-۲-۴-۱، مقاومت موردنیاز و سایر الزامات طراحی لرزه‌ای، سطوح خطر و لرزه خیزی منطقه و محدودیت‌های ارتفاعی و نامنظمی برای انواع کاربردهای سازه باید براساس مبحث ششم مقررات ملی ساختمان و استاندارد ۲۸۰۰ در نظر گرفته شوند. همچنین تغییرمکان جانبی نسبی طرح طبقه و محدودیت‌های آن باید براساس الزامات مقررشده در مبحث ششم مقررات ملی ساختمان و استاندارد ۲۸۰۰ باشند.

بارها و ترکیبات بارگذاری

الف) کلیهٔ اعضا، اجزاء و اتصالات سازه باید برای ترکیبات بارگذاری متعارف شامل زلزلهٔ طرح (E) پاسخگو باشند. نیروهای زلزلهٔ طرح (E) شامل دو دسته، نیروهای جانبی (E_h) که ناشی از اثر مؤلفه‌های افقی شتاب زلزله در ساختمان است و نیروی قائم (E_v) که ناشی از اثر مؤلفهٔ قائم شتاب زلزله در ساختمان است، می‌شوند.

ب) درصورتیکه مقاومت موردنیاز، مطابق الزامات این مبحث حاصل از بار زلزله افقی محدود به ظرفیت باشد، آثار بار لرزه‌ای محدود به ظرفیت (E_{cl}) باید مطابق الزامات این مبحث محاسبه و جایگزین E_h در ترکیبات بارگذاری شامل زلزله گردد.

پ) چنانچه مقاومت موردنیاز مطابق این مبحث حاصل از بار زلزله افقی تشدیدیافته (E_{mh}) باشد، آثار حاصل از $E_{mh}=\Omega_0 E_h$ جایگزین E_h در ترکیبات شامل زلزله به کار گرفته می‌شود. چنانچه آثار بارگذاری حاصل از E_{mh} از E_{cl} بیشتر باشد، می‌توان مقادیر آن را به E_{cl} محدود نمود.

ت) در سازه‌های مختلط، مقاومت موردنیاز اعضای بتن‌آرمه باید براساس ترکیبات بارگذاری نظیر روش LRFD تعیین شود.

صفحه ۹۸ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

طراحی سازه بر اساس مقاومت مجاز: در این روش از ترکیب بارهای حد سرویس استفاده شده و مقاومت مجاز اعضاء از تقسیم مقاومت نهایی اعضا بر یک ضریب اطمینان بزرگتر از یک حاصل می‌شود. ترکیبات بارگذاری برای طراحی براساس مقاومت مجاز طبق مبحث ششم به صورت زیر است:

1. D
2. D + L
3. D+ (L_r or S or R)
4. D + 0.75L + 0.75(L_r or S or R)
5. D + W
6. D + 0.75L + 0.75W + 0.75(L_r or S or R)
7. 0.6D + W
8. 1.0D + 0.7E_v + 0.7E_h
9. 1.0D + 0.525E_v + 0.525E_h + 0.75L + 0.75S
10. 0.6D − 0.7E_v + 0.7E_h

صفحه ۹۹ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

طراحی سازه بر اساس حالات حدی: در این روش از ترکیب بارهای حد نهایی استفاده شده و مقاومت نهایی اعضاء که با یک ضریب کاهشی کم شده باشد با نیروهای در سطح نهایی مقایسه می‌شود. ترکیبات بارگذاری برای طراحی براساس حالات حدی طبق مبحث ششم صورت زیر است:

1. 1.4D
2. 1.2D + 1.6L + 0.5(Lr or S or R)
3. 1.2D + 1.6(L_r or S or R)+(L or 0.5W)
4. 1.2D + 1.6W + L + 0.5(L_r or S or R)
5. 0.9D + 1.6W
6. 1.2D + E_v + E_h + L + 0.2S
7. 0.9D − E_v + E_h

در ترکیب بارهای ۳، ۴ و ۶ فوق، به شرطی که حداقل بار گسترده یکنواخت زنده L_0 کمتر از 5 kN/m^2 باشد (به استثناء کف پارکینگ‌ها یا محل‌های اجتماع عمومی)، می‌توان ضریب بار زنده را 0.5 در نظر گرفت. در ترکیب بارهای فوق، E_v نیروی قائم زلزله و E_h نیروی افقی زلزله است.

صفحه ۱۰۰ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

Definition of *E* for use in basic load combinations:

For Load Combination: **1.2D + 1.0E + 0.5L + 0.2S**

$E = \rho Q_E + 0.2 S_{DS} D$

For Load Combination: **0.9D + 1.0E**

$E = \rho Q_E - 0.2 S_{DS} D$

$$\mathbf{E = \rho Q_E \pm 0.2 S_{DS} D}$$

effect of horizontal forces — effect of vertical forces

E	=	the effect of horizontal and vertical earthquake-induced forces
Q_E	=	effect of horizontal earthquake induced forces
S_{DS}	=	design spectral acceleration at short periods
D	=	dead load effect
ρ	=	reliability factor (depends on extent of redundancy in the seismic lateral resisting system; ρ varies from 1.0 to 1.2)

صفحه ۱۰۱ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

Substitute *E* into basic load combinations:

For Load Combination: 1.2D + 1.0E + 0.5L + 0.2S

substitute: $E = \rho Q_E + 0.2 S_{DS} D$

⇨ $(1.2 + 0.2 S_{DS}) D + 1.0 \rho Q_E + 0.5L + 0.2S$

For Load Combination: 0.9D + 1.0E

substitute: $E = \rho Q_E - 0.2 S_{DS} D$

⇨ $(0.9 - 0.2 S_{DS}) D + 1.0 \rho Q_E$

صفحه ۱۰۲ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

Definition of *Amplified Seismic Load* (ASCE-7)

For Load Combination: 1.2D + 1.0E + 0.5L + 0.2S

Amplified Seismic Load: $E = \Omega_o Q_E + 0.2 S_{DS} D$

For Load Combination: 0.9D + 1.0E

Amplified Seismic Load: $E = \Omega_o Q_E - 0.2 S_{DS} D$

صفحه ۱۰۳ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

هشدار در ارتباط با نحوه اعمال ترکیب بار اضافه مقاومت به همراه اثرات متعامد در تحلیل دینامیکی

برای در نظر گرفتن اثر زلزله در جهات متعامد در تحلیل طیفی سه روش وجود دارد:

۱- در یک تحلیل طیفی، ۱۰۰٪ طیف در جهت **x** (مقیاس شده) و ۳۰٪ طیف در جهت **y** (مقیاس شده) بر سازه اعمال شده و اثرات آنها با هم جمع زده می‌شود (قدرمطلق).

۲- در دو تحلیل جداگانه یک بار ۱۰۰٪ طیف در جهت **x** (مقیاس شده) و یک بار هم ۱۰۰٪ طیف در جهت **y** (مقیاس شده) بر سازه اعمال شده و در ترکیب بارها ۱۰۰٪ نیروی زلزله در هر جهت را با ۳۰٪ در جهت عمود بر آن ترکیب نمایید.

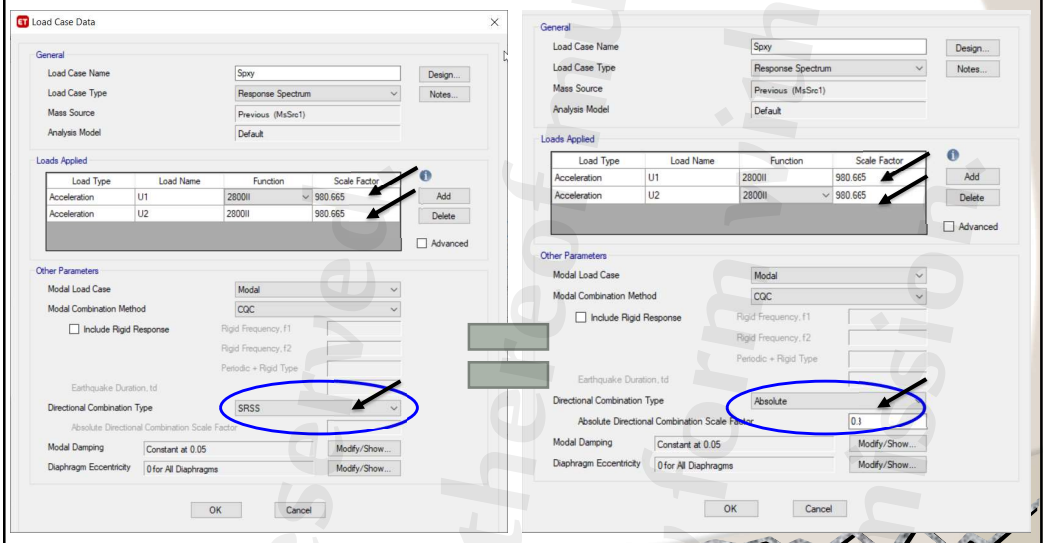
۳- در یک تحلیل طیفی، ۱۰۰٪ طیف در جهت **x** (مقیاس شده) و ۱۰۰٪ طیف در جهت **y** (مقیاس شده) بر سازه اعمال شده و اثرات آنها با هم بصورت جذر مجموع مربعات جمع زده می‌شود.

صفحه ۱۰۴ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

روش اول...



WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

ETABS Help:

Absolute Sum Method

This method combines the response for different directions of loading by taking the sum of their absolute values. A scale factor, dirf, is available for reducing the interaction between the different directions. Specify **dirf=1** for a simple absolute sum:

$R = |R_1| + |R_2| + |R_3|$

This method is usually over-conservative. Specify 0 < dirf < 1 to combine the directional results by the scaled absolute sum method. Here, the directional results are combined by taking the maximum, over all directions, of the sum of the absolute values of the response in one direction plus **dirf** times the response in the other directions. For example, if **dirf** = 0.3, the spectral response, R, for a given displacement, force, or stress would be:

$R = \max(\bar{R}_1, \bar{R}_2, \bar{R}_3)$

where:

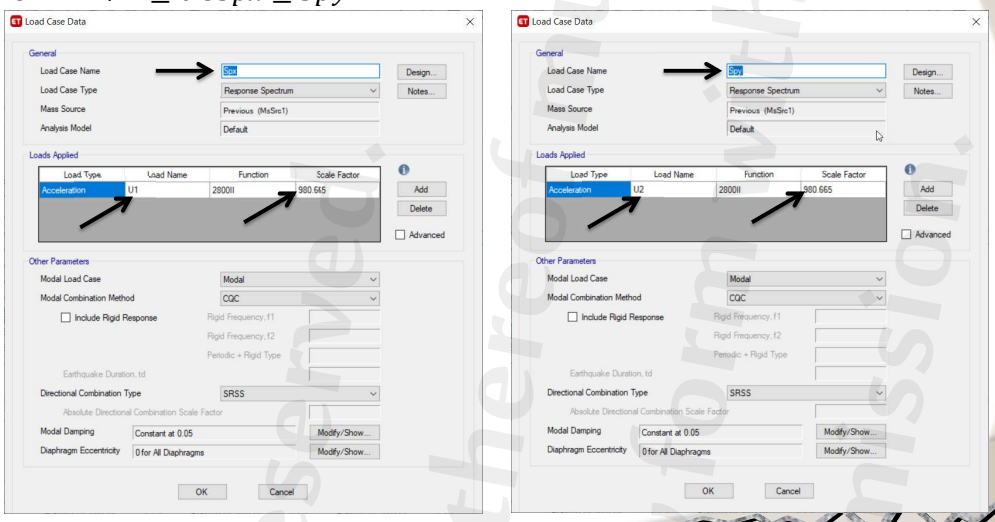
$\bar{R}_1 = R_1 + 0.3(R_2 + R_3)$ $\quad \bar{R}_2 = R_2 + 0.3(R_1 + R_3)$ $\quad \bar{R}_3 = R_3 + 0.3(R_1 + R_2)$

and R1, R2, and R3 are the modal-combination values for each direction.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

روش دوم...

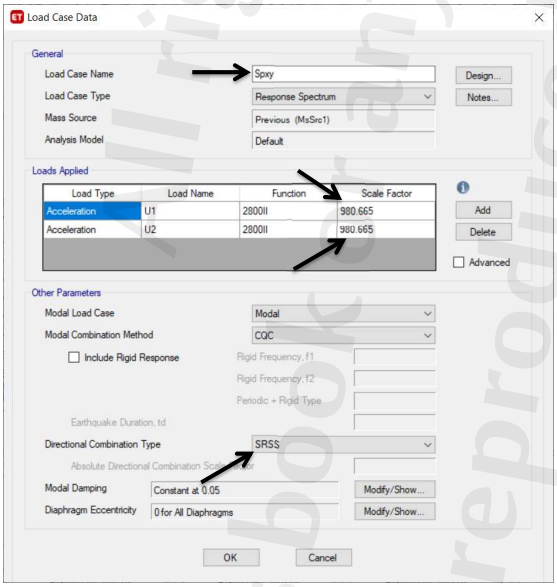
$$U = D + L \pm Spx \pm 0.3Spy$$
$$U = D + L \pm 0.3Spx \pm Spy$$



This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

روش سوم...



This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

هشدار: کاربر بایستی در بکار بردن روش دوم برای ترکیب بارهای تشدید یافته، دقت داشته باشد. در این حالت، برنامه برای هر ترکیب بار، ضرایب بارهای زلزله را برداشته و در آنها ضریب اضافه مقاومت معرفی شده را اعمال می‌کند.

ETABS Help:

The program automatically considers seismic load effects, including overstrength factors (ASCE 2.3.6, 2.4.5, 12.4.3), as special load combinations that are created automatically from each load combination, involving seismic loads. In that case, the horizontal component of the force is represented by E_{mh} and the vertical component of the force is represented by E_v, where

$E_{mh} = \Omega_0 Q_E$ (ASCE 12.4.3.1)

$Ev = 0.2S_{DS}D$ (ASCE 12.4.2.2)

Effectively, the special seismic combinations for the LRFD provision are

$(1.2 + 0.2S_{DS})DL \pm \Omega_0 Q_E$ (ASCE 2.3.6-6, 12.4.2.2, 12.4.3.1)

$(1.2 + 0.2S_{DS})DL + \Omega_0 Q_E + 1.0LL$ (ASCE 2.3.6-6, 12.4.2.2, 12.4.3.1)

$(0.9 - 0.2S_{DS})DL + \Omega_0 Q_E$ (ASCE 2.3.6-7, 12.4.2.2, 12.4.3.1)

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

قاب مهاربندی شده همگرای معمولی (OCBF):

مزایا:

۱- سادگی طراحی و ساخت، مناسب برای ساختمان‌های کوتاه

۲- دریفت کم که باعث آسیب کمتر به اجزای غیر سازه‌ای می‌شود.

۳- این سیستم نسبت به قاب خمشی و قاب مهاربندی شده واگرا اقتصادی‌تر است.

معایب:

۱- کاهش شکل پذیری نسبت به قاب خمشی و قاب مهاربندی شده واگرا.

۲- ضریب رفتار R=3.25 طبق ASCE7-16 و R=3.5 طبق استاندارد ۲۸۰۰ که باعث ایجاد نیروی طراحی زیاد برای اجزای سازه و دیافراگم‌ها خواهد شد.

۳- برای استفاده در مناطق با لرزه‌خیزی بالا محدودیت دارد.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

۴- قابلیت اطمینان کمتر نسبت به قاب‌های مهاربندی شده همگرای ویژه و واگرا

۵- کمانش مهاربند و اثر آن بر روی نازک کاری.

محدودیت‌ها:

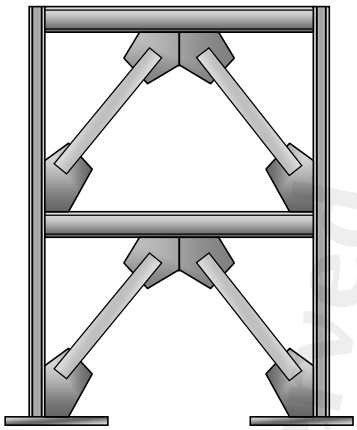
۱- حداکثر 10.6 m طبق ASCE7-16 و 15 m طبق استاندارد ۲۸۰۰

۲- طبق ASCE7-16 در طبقه‌بندی لرزه‌ای F قابل استفاده نیستند.

عملکرد در زلزله‌های گذشته:

۱- در زلزله‌های گذشته خرابی گسترده‌ای را تجربه کرده‌اند.

۲- استفاده از این سیستم از سال ۱۹۴۰ در ایالات متحده رواج دارد.



Steel Ordinary Concentric Braced Frame (OCBF)

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

قاب مهاربندی شده همگرای ویژه (SCBF):

مزایا:

۱- دریفت کم که باعث آسیب کمتر به اجزای غیر سازه‌ای می‌شود.

۲- این سیستم نسبت به قاب خمشی و قاب مهاربندی شده واگرا اقتصادی‌تر است.

۳- ضریب رفتار R=6 طبق ASCE7-16 و R=5.5 طبق استاندارد ۲۸۰۰ که باعث ایجاد نیروی کمتر طراحی نسبت به قاب مهاربندی همگرای معمولی می‌شود.

۴- تا ارتفاع ۵۰ متر طبق استاندارد ۲۸۰۰ قابل طراحی است.

۵- نسبت به مهاربند همگرای معمولی قابلیت اطمینان بالاتری دارد

معایت:

۱- کاهش شکل پذیری نسبت به قاب خمشی و قاب مهاربندی شده واگرا.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

۲- حداکثر ارتفاع کمتر نسبت به قاب خمشی و قاب مهاربندی شده واگرا

۳- کمانش مهاربند و اثر آن بر روی نازک کاری.

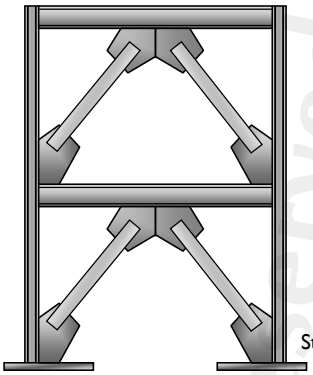
محدودیت‌ها:

۱- حداکثر 48 m طبق ASCE7-16 در SDC D,E و حداکثر 30 m در SDC F

عملکرد در زلزله‌های گذشته:

۱- اطلاعات زیادی در این ارتباط برای این سیستم وجود ندارد.

۲- استفاده از این سیستم از سال ۱۹۹۰ در ایالات متحده رواج دارد.



Steel Special Concentric Braced Frame (SCBF)

صفحه ۱۱۳ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

قاب مهاربندی شده واگرا (EBF):

مزایا:

۱- مقدار R=8 طبق ASCE7-16 و R=7 طبق استاندارد ۲۸۰۰ که باعث ایجاد نیروی کمتر طراحی می‌شود.

۲- جاری شدن در تیر پیوند متمرکز است.

۳- عدم کمانش مهاربند و آسیب به نازک‌کاری

معایت:

۱- کاهش فضای معماری با ایجاد نمای خرپایی نسبت به قاب خمشی.

۲- ابعاد تیر زیاد.

۳- ارتفاع کمتر مجاز نسبت به قاب خمشی

۴- قیمت بیشتر نسبت به سایر سیستم‌های مهاربندی شده.

صفحه ۱۱۴ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

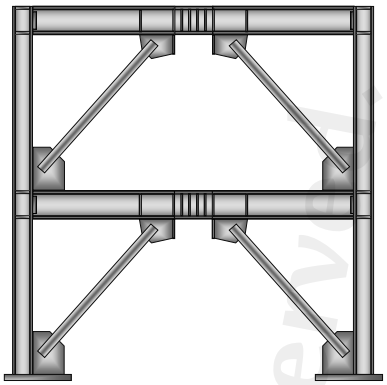
محدودیت‌ها:

۱- حداکثر 48 m طبق ASCE7-16 در SDC D,E,F و حداکثر 50 m طبق استاندارد ۲۸۰۰

عملکرد در زلزله‌های گذشته:

۱- عملکرد نسبتا مطلوب در زلزله ۲۰۱۰ نیوزلند.

۲- استفاده از این سیستم از سال ۱۹۸۰ در ایالات متحده و ۱۹۷۰ در ژاپن رواج دارد.



Steel Eccentrically Braced Frame

صفحه ۱۱۵ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

قاب مهاربندی شده کمانش تاب (BRBF):

مزایا:

۱- مقدار R=8 طبق ASCE7-16 و R=7 طبق استاندارد ۲۸۰۰ که باعث ایجاد نیروی کمتر طراحی می‌شود.

۲- جاری شدن در مهاربندهای متمرکز است.

۳- شکل‌پذیری بیشتر نسبت به سایر سیستم‌های مهاربندی شده.

معایت:

۱- نیاز به ساخت در کارخانه دارد.

۲- کاهش انعطاف پذیری نسبت به قاب خمشی

۳- ارتفاع کمتر مجاز نسبت به قاب خمشی

صفحه ۱۱۶ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

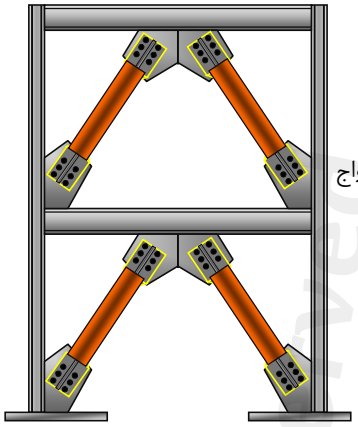
محدودیت‌ها:

۱- حداکثر 48 m طبق ASCE7-16 در SDC D,E و حداکثر 30 m در SDC F و 50 m طبق استاندارد ۲۸۰۰

عملکرد در زلزله‌های گذشته:

۱- اطلاعات زیادی در این ارتباط برای این سیستم وجود ندارد.

۲- استفاده از این سیستم از سال ۱۹۹۰ در ایالات متحده و ۱۹۷۰ در ژاپن رواج دارد.



Buckling Restrained Braced Frame

صفحه ۱۱۷ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

دیوار برشی فولادی ویژه (SPSW):

مزایا:

۱- مقدار R=7 طبق ASCE7-16 که باعث ایجاد نیروی کمتر طراحی می‌شود.

۲- ضخامت کمتر دیوار نسبت به دیوارهای برشی بتنی.

۳- وزن کمتر ساختمان نسبت به یک ساختمان دارای دیوار برشی بتنی.

معایت:

۱- اجرای سخت و نیاز به نیروی پیمانکار ماهر

۲- ارتفاع کمتر مجاز نسبت به قاب خمشی

صفحه ۱۱۸ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

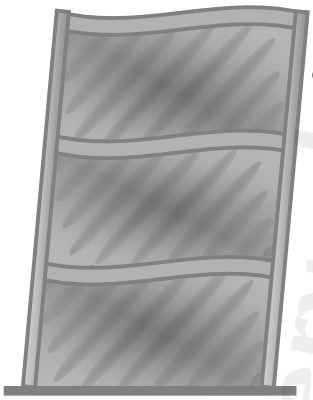
محدودیت‌ها:

۱- حداکثر 48 m طبق ASCE7-16 در SDC D,E و حداکثر 30 m در SDC F

عملکرد در زلزله‌های گذشته:

۱- در زلزله ۱۹۹۴ نورثریدج خرابی سازه‌ای دیده نشد ولی خرابی اجزای غیرسازه ای داشت. در زلزله ۱۹۹۵ کوبه صدمات ناچیز سازه‌ای دیده شد.

۲- استفاده از این سیستم از سال ۱۹۷۰ رواج دارد.



Special Plate Shear Wall

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

قاب خمشی فولادی معمولی (OMF):

مزایا:

۱- طراحی و اجرای ساده و اقتصادی.

۲- آزادی معماری در دهانه‌های قاب.

معایب:

۱- مقدار R=3.5 طبق ASCE7-16 و استاندارد ۲۸۰۰ که باعث ایجاد نیروی زیاد طراحی می‌شود.

۲- جابجای زیاد طبقه که ممکن است باعث صدماتی به اجزای غیرسازه‌ای شود.

۳- احتمال شکست در محل اتصال تیر به ستون.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

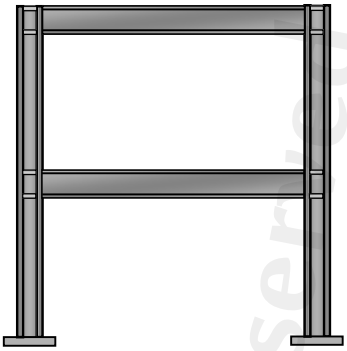
محدودیت‌ها:

۱- طبق ASCE7-16 در SDC D,E,F مجاز نیست طبق ۲۸۰۰ حداکثر ارتفاع 15 m برای ساختمان با اهمیت متوسط در منطقه لرزه‌خیز ۳ و ۴. برای سازه با اهمیت زیاد و خیلی زیاد در تمام مناطق لرزه‌خیز و برای ساختمان‌های با اهمیت متوسط در منطقه با لرزه‌خیزی ۱ و ۲ مجاز نیست.

عملکرد در زلزله‌های گذشته:

۱- در زلزله‌های گذشته عملکرد خوبی نداشته‌اند.

۲- استفاده از این سیستم از سال ۱۸۸۰ رواج دارد.



Steel Ordinary Moment Frame (OMF)

صفحه ۱۲۱ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

قاب خمشی فولادی متوسط (IMF):

مزایا:

۱- ساخت و نصب نسبتا راحت.

۲- آزادی معماری در دهانه‌های قاب.

معایب:

۱- مقدار R=4.5 طبق ASCE7-16 و R=5 طبق استاندارد ۲۸۰۰ که باعث ایجاد نیروی زیاد طراحی می‌شود.

۲- جابجای زیاد طبقه که ممکن است باعث صدماتی به اجزای غیرسازه‌ای شود.

۳- ابعاد تیر و ستون بیشتر نسبت به قاب مهاربندی شده

۴- حداکثر ارتفاع مجاز نسبتا کم.

صفحه ۱۲۲ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

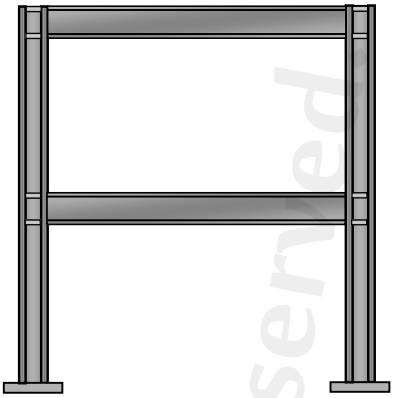
محدودیت‌ها:

۱- طبق ASCE7-16 در SDC D حداکثر ارتفاع مجاز 10 m و برای بقیه طبقه‌بندی‌های لرزه‌ای مجاز نیست. طبق ۲۸۰۰ حداکثر ارتفاع 50 m است.

عملکرد در زلزله‌های گذشته:

۱- در زلزله‌های گذشته عملکرد نسبتاً خوبی داشته‌اند.

۲- استفاده از این سیستم از سال ۱۹۹۰ رواج دارد.



Steel Intermediate Moment Frame

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

قاب خمشی فولادی ویژه (SMF):

مزایا:

۱- مقدار R=8 طبق ASCE7-16 و R=7.5 طبق استاندارد ۲۸۰۰ که باعث کاهش نیروی طراحی می‌شود.

۲- بدون محدودیت ارتفاعی

۳- قابلیت اتلاف انرژی زیاد.

معایت:

۱- ساخت و نصب نسبتاً گران.

۲- جابجای زیاد طبقه که ممکن است باعث صدماتی به اجزای غیرسازه‌ای شود.

۳- ابعاد تیر و ستون بیشتر نسبت به قاب مهاربندی شده

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

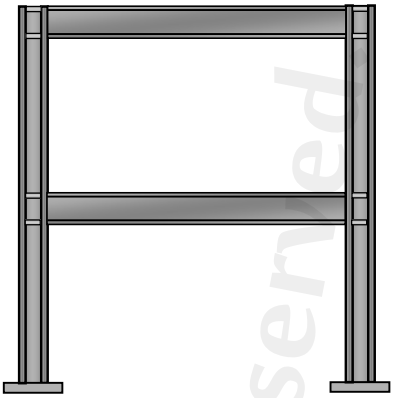
محدودیت‌ها:

۱- طبق ASCE7-16 دارای محدودیت ارتفاع نیست ولی طبق استاندارد ۲۸۰۰ ارتفاع مجاز 200 m است.

عملکرد در زلزله‌های گذشته:

۱- در زلزله‌های گذشته عملکرد خوبی داشته‌اند.

۲- استفاده از این سیستم از سال ۱۹۹۰ رواج دارد.



Steel Special Moment Frame

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مقاومت‌های موردنیاز

طبق بند ۱۰-۳-۲-۴-۴، مقاومت‌های موردنیاز اعضای سازه‌ای و اتصالات باید برابر بزرگترین مقدار به دست آمده از موارد زیر، درصورتیکه در این مبحث مقرر شود، در نظر گرفته شوند:

الف) مقاومت‌های موردنیاز که از تحلیل سازه تحت اثر ترکیبات بارگذاری داده شده در مبحث ششم مقررات ملی ساختمانی محاسبه شود.

ب) مقاومت‌های موردنیاز که براساس بخش‌های ۱۰-۳-۲ تا ۱۰-۳-۶ برای هر یک از سیستم‌های باربر جانبی مقرر شده است، محاسبه گردند.

تمامی ضوابط لرزه‌ای برای هر یک از سیستم‌های باربر جانبی و الزامات عمومی

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

مقاومت‌های موجود

طبق بند ۱۰-۳-۲-۴-۵ داریم:

الف) مقاومت موجود، در طراحی به روش LRFD برابر با مقاومت طراحی (ϕR_n) و در طراحی به روش ASD برابر با مقاومت مجاز (R_n/Ω) است. مقاومت موجود سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای، اعضا و اتصالات باید براساس ضوابط فصل‌های ۱۰-۱ و ۱۰-۲ تعیین شوند، مگر آنکه در این فصل (فصل ۱۰-۳) ضابطهٔ دیگری الزام شده باشد.

ب) در مواردی که مقاومت موردنیاز اعضا، اجزاء و اتصالات براساس ترکیبات بارگذاری شامل زلزلهٔ طرح (E) یا زلزلهٔ تشدیدیافته (E_{mh}) تعیین می‌شود، مقدار ضریب کاهش مقاومت (ϕ) و ضریب اطمینان (Ω) باید براساس مقادیر داده شده در فصل ۱۰-۲ تعیین شود. اما در مواردیکه مقاومت موردنیاز اعضا، اجزاء و اتصالات براساس ترکیب بارگذاری شامل زلزلهٔ محدود به ظرفیت (E_{cl}) تعیین می‌شود، ضریب کاهش مقاومت (ϕ) و ضریب اطمینان (Ω) برای حالت‌های حدی تسلیم (حالت‌های حدی شکل‌پذیر) به جای 0.9 و 1.67 باید به ترتیب برابر 1.0 و 1.5 و برای حالت‌های حدی گسیختگی (حالت‌های حدی غیر شکل‌پذیر و ترد) به جای 0.75 و 2.0 باید به ترتیب برابر 0.9 و 1.67 در نظر گرفته شود.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

دیافراگم‌ها، اجزای مرزی دیافراگم و جمع‌کننده

طبق بند ۱۰-۳-۲-۵، داریم:

الف) دیافراگم‌های کف و اجزای مرزی در بخش خارجی آن باید براساس ترکیبات بارگذاری متعارف شامل زلزلهٔ طرح مطابق مبحث ششم مقررات ملی ساختمان و استاندارد ۲۸۰۰ طراحی شوند. اجزای جمع‌کننده شامل اتصال دیافراگم به سیستم باربر جانبی لرزه‌ای باید براساس ترکیبات بارگذاری شامل زلزلهٔ تشدید یافته طراحی شوند.

ب) چنانچه از یک خرپا به عنوان دیافراگم کف استفاده شود، کلیهٔ اعضای خرپا و اتصالات آنها باید براساس ترکیبات بارگذاری شامل زلزلهٔ تشدید یافته طراحی شوند. در دیافراگم‌های خرپایی، یال‌های خرپا باید مشابه ستون‌های قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ فولادی همگرای ویژه طراحی شوند.

پ) کلیهٔ دیافراگم‌ها (باربر یا غیر باربر لرزه‌ای) باید الزامات زیر را تأمین نمایند:

۱- برای انتقال بار بین دیافراگم‌ها و اعضای مرزی، اجزای جمع کننده و اعضای افقی سیستم باربر جانبی، پیشبینی جزئیات مناسب الزامی است.

۲- در دال‌های بتنی متکی بر تیر فولادی، برای حالت بدون استفاده از عرشهٔ فولادی، مقاومت برشی اسمی دیافراگم در داخل صفحه باید براساس کل ضخامت دال بتنی و برای حالت استفاده از عرشهٔ فولادی باید براساس ضخامت دال بتنی در روی کنگرهٔ ورق عرشه (بدون در نظر گرفتن بتن داخل کنگره‌ها) تعیین شود.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

الزامات تحلیل

الزامات کلی تحلیل

طبق بند ۱۰-۳-۲-۶-۱ تحلیل به کار گرفته شده برای طراحی سازه باید منطبق بر الزامات مبحث ششم مقررات ملی ساختمان و الزامات مقررشده در فصل ۱۰-۱ باشد.

تحلیل‌های تکمیلی

طبق بند ۱۰-۳-۲-۶-۲ در مواردی که در سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای الزام شده باشد، تحلیل‌های تکمیلی باید براساس مقاومت نظیر محدود به ظرفیت اعضای شکل‌پذیر، که در این مبحث مشخص شده است، صورت گیرد.

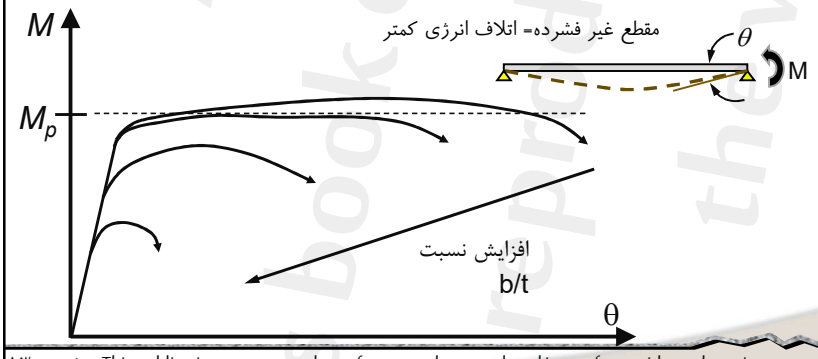
صفحه ۱۲۹ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

طبقه بندی مقاطع فولادی از منظر شکل‌پذیری

بال‌های مقاطع اعضای فولادی و مقاطع اعضای مختلط پرشده با بتن و بال‌های اعضای مختلط با مقطع فولادی با دال بتنی متکی بر آن باید به طور پیوسته به جان یا جان‌های مقطع متصل باشد.

برای اعضای با شکل‌پذیری متوسط و زیاد که از آنها انتظار تحمل تغییرشکل‌های فرا ارتجاعی محدود و قابل ملاحظه‌ای می‌رود، در رابطه با کمانش موضعی بال‌ها و جان یا جان‌ها، ضوابط سختگیرانه‌تری در نظر گرفته شده است. به همین منظور برای اعضای با شکل‌پذیری متوسط و زیاد، نسبت پهنا به ضخامت اجزای فشاری مقطع فولادی و اجزای فولادی مقاطع مختلط پرشده با بتن نباید به ترتیب از مقادیر λ_{md} و λ_{hd} (نسبت لاغری پهنا به ضخامت برای اعضا با شکل‌پذیری متوسط و زیاد) ارائه شده، بیشتر شود.



صفحه ۱۳۰ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

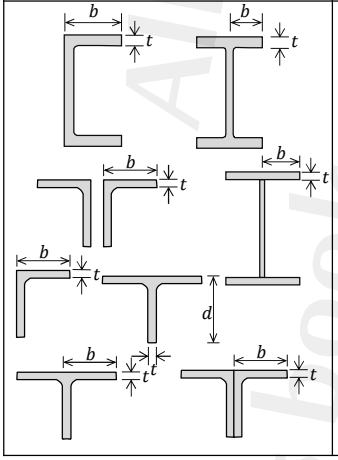
Local buckling of a moment frame beam.....

Local buckling of a HSS column....

Local buckling of an EBF link.....

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

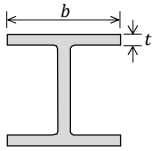
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

	حالت	شرح اجزاء	نسبت پهنا به ضخامت	بیشینه نسبت پهنا به ضخامت		مثال نمونه
				λ_{md} اعضا با شکل‌پذیری متوسط	λ_{hd} اعضا با شکل‌پذیری زیاد	
اجزای با یک لبه مقید	۱	در تیرها، ستون‌ها و اعضای مهاربندی: بال‌های مقاطع I شکل، ناودانی‌ها، ساق نبشی‌های تک و نبشی‌های دوبل با فاصله، ساق برجسته نبشی‌های دوبل به هم چسبیده و بال و تیغه (جان) مقاطع سپری	b/t d/t	$0.38\sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$0.30\sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

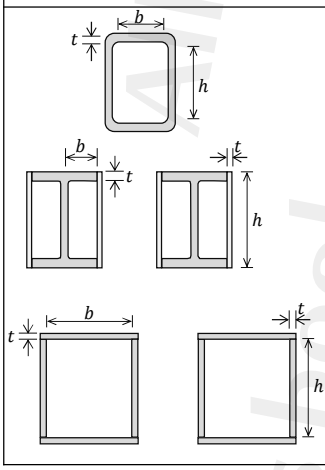
All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

	حالت	شرح اجزاء	نسبت پهنا به ضخامت	بیشینه نسبت پهنا به ضخامت: λ_{md} اعضا با شکل‌پذیری متوسط	بیشینه نسبت پهنا به ضخامت: λ_{hd} اعضا با شکل‌پذیری زیاد	مثال نمونه
اجزای با یک لبه مقید	۲	بال‌های مقاطع شمع‌های H شکل	b/t	$0.45\sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	کاربرد ندارد	

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

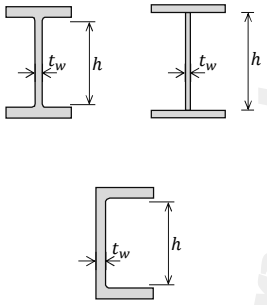
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

	حالت	شرح اجزاء	نسبت پهنا به ضخامت	بیشینه نسبت پهنا به ضخامت: λ_{md} اعضا با شکل‌پذیری متوسط	بیشینه نسبت پهنا به ضخامت: λ_{hd} اعضا با شکل‌پذیری زیاد	مثال نمونه
اجزای با دو لبه متکی	۳	۱) بال‌ها و جان‌های مقاطع قوطی شکل (HSS) وقتی به عنوان مهاربند بکار می‌رود.	b/t h/t	$0.76\sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$0.65\sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
		۲) بال‌ها و ورق‌های کناری مقاطع I شکل جعبه‌ای شده وقتی به عنوان مهاربند به کار می‌رود.	b/t h/t			
		۳) بال‌ها و جان‌های مقاطع جعبه‌ای وقتی به عنوان مهاربند بکار می‌رود.	b/t h/t			

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

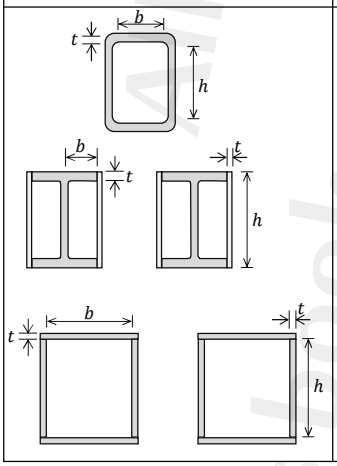
All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

	حالت	شرح اجزاء	نسبت پهنا به ضخامت	بیشینه نسبت پهنا به ضخامت		مثال نمونه
				λ_{md} اعضا با شکل‌پذیری متوسط	λ_{hd} اعضا با شکل‌پذیری زیاد	
اجزای با دو لبه مقید	۴	جان مقاطع I شکل و ناودانی نورده شده و ساخته شده از ورق وقتی به عنوان مهاربند بکار می‌رود.	h/t_w	$1.49\sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$1.49\sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

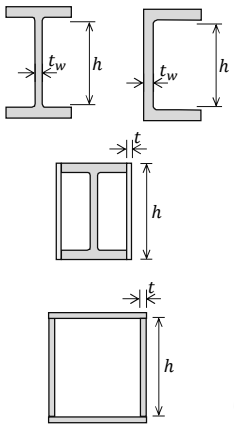
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

	حالت	شرح اجزاء	نسبت پهنا به ضخامت	بیشینه نسبت پهنا به ضخامت		مثال نمونه
				λ_{md} اعضا با شکل‌پذیری متوسط	λ_{hd} اعضا با شکل‌پذیری زیاد	
اجزای با دو لبه متکی	۵	جزء به کار رفته در تیر یا ستون با تنش فشاری یکنواخت در اثر خمش، با محوری یا ترکیب بار محوری و خمش: ۱) بال‌ها یا جان‌های مقاطع قوطی شکل (HSS) ۲) بال‌ها یا ورق‌های کناری مقاطع I شکل جعبه‌ای شده ۳) بال‌ها یا جان‌های مقاطع جعبه‌ای	b/t h/t b/t h/t b/t h/t	$1.00\sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$0.55\sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

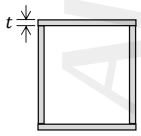
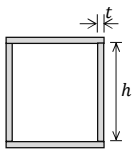
All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

	حالت	شرح اجزاء	نسبت پهنا به ضخامت	بیشینه نسبت پهنا به ضخامت: λ_{md} اعضا با شکل‌پذیری متوسط	بیشینه نسبت پهنا به ضخامت: λ_{hd} اعضا با شکل‌پذیری زیاد	مثال نمونه
اجزای با دو لبه مقید	۶	جان یا جان‌های به کار رفته در تیرها، ستون‌ها و تیرهای پیوند تحت اثر خمش یا ترکیب خمش و فشار:				
		۱) جان مقاطع I شکل و ناودانی نورد شده و ساخته شده از ورق	h/t_w	$C_a \le 0.113$: $\frac{E}{R_y F_y}\sqrt{2.61(1-0.49C_a)}$ $C_a > 0.113$: $\ge 1.56\sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$C_a \le 0.113$: $\frac{E}{R_y F_y}\sqrt{2.45(1-1.04C_a)}$ $C_a > 0.113$: $\ge 1.56\sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
		۲) ورق‌های کناری مقاطع I شکل جعبه ای شده	h/t	$\frac{E}{R_y F_y}\sqrt{3.76(1-3.05C_a)}$	$\frac{E}{R_y F_y}\sqrt{2.26(1-0.38C_a)}$	
		۳) جان‌های مقاطع جعبه‌ای (به غیر از تیرهای پیوند)	h/t	$\ge \frac{E}{R_y F_y}$	$\ge \frac{E}{R_y F_y}$	

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

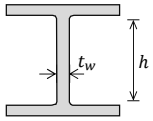
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

	حالت	شرح اجزاء	نسبت پهنا به ضخامت	بیشینه نسبت پهنا به ضخامت: λ_{md} اعضا با شکل‌پذیری متوسط	بیشینه نسبت پهنا به ضخامت: λ_{hd} اعضا با شکل‌پذیری زیاد	مثال نمونه
اجزای با دو لبه مقید	۷	بال‌های مقاطع جعبه‌ای به کار رفته در تیرهای پیوند	b/t	$0.64\sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$0.55\sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
	۸	جان‌های مقاطع جعبه‌ای به کار رفته در تیرهای پیوند	h/t	$1.67\sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$0.64\sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

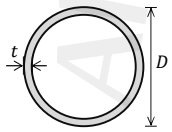
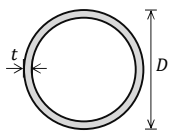
All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

	حالت	شرح اجزاء	نسبت پهنا به ضخامت	بیشینه نسبت پهنا به ضخامت		مثال نمونه
				λ_{md} اعضا با شکل‌پذیری متوسط	λ_{hd} اعضا با شکل‌پذیری زیاد	
اجزای با دو لبه مقید	۹	جان مقاطع شمع‌های H شکل	h/t_w	$1.50\sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	کاربرد ندارد	

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

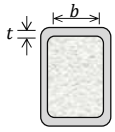
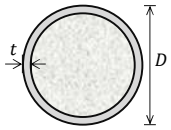
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

	حالت	شرح اجزاء	نسبت پهنا به ضخامت	بیشینه نسبت پهنا به ضخامت		مثال نمونه
				λ_{md} اعضا با شکل‌پذیری متوسط	λ_{hd} اعضا با شکل‌پذیری زیاد	
اجزای با دو لبه مقید	۱۰	جداره مقاطع دایره‌ای توخالی (به غیر از مهاربندهای)	D/t	$0.07\frac{E}{R_y F_y}$	$0.038\frac{E}{R_y F_y}$	
	۱۱	جداره مقاطع دایره‌ای توخالی وقتی به عنوان مهاربند به کار روند	D/t	$0.062\frac{E}{R_y F_y}$	$0.053\frac{E}{R_y F_y}$	

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

	حالت	شرح اجزاء	نسبت پهنا به ضخامت	بیشینه نسبت پهنا به ضخامت		مثال نمونه
				λ_{md} اعضا با شکل‌پذیری متوسط	λ_{hd} اعضا با شکل‌پذیری زیاد	
اجزای با دو لبه متید	۱۲	بال‌ها و جان‌های مقاطع قوطی شکل (HSS) پر شده با بتن و مقاطع جعبه‌ای پر شده با بتن	b/t	$2.26\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}$	$1.40\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}$	
	۱۳	جداره مقاطع دایره‌ای توخالی وقتی به عنوان مهاربند به کار روند	D/t	$0.15\frac{E}{R_yF_y}$	$0.076\frac{E}{R_yF_y}$	

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مقدار C_a از رابطه زیر تعیین شود:

$$C_a = \frac{\alpha_s P_r}{R_y F_y A_g}$$

که در آن:

α_s: ضریبی که مقدار آن در LRFD برابر ۱.۰ و در ASD برابر ۱.۵ است.

P_r: مقاومت محوری موردنیاز

R_y: نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد

F_y: تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد

A_g: سطح مقطع کل

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

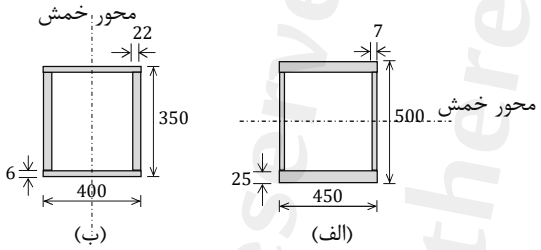
مثال) در صورتیکه مقاطع (الف) و (ب) به عنوان ستون مورد استفاده قرار گیرند، با در نظر گرفتن C_a=0.15 کدام گزینه صحیح است؟ در شکل ابعاد به میلیمتر است. F_y=240 MPa و E=2×10^5 MPa (دی ۱۴۰۱)

الف) مقاطع (الف) و (ب) در قاب خمشی ویژه مجاز هستند.

ب) مقطع (الف) در قاب خمشی متوسط و مقطع (ب) در قاب خمشی ویژه مجاز است.

ج) مقطع (الف) در قاب خمشی ویژه و مقطع (ب) در قاب خمشی متوسط مجاز است.

د) مقاطع (الف) و (ب) در قاب خمشی ویژه مجاز نیستند.



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

حد فشردگی برای مقاطع:

شکل پذیری زیاد برای جان:

$$2.26(1-0.38C_a)\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}} \geq 1.56\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}} \qquad C_a > 0.113$$

$$2.26(1-0.38\times 0.15)\sqrt{\frac{2\times 10^5}{1.15\times 240}} = 57.3 \geq 1.56\sqrt{\frac{2\times 10^5}{1.15\times 240}} = 42$$

شکل پذیری زیاد برای بال:

$$0.55\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}} = 0.55\sqrt{\frac{2\times 10^5}{1.15\times 240}} = 14.8$$

شکل‌پذیری متوسط برای جان:

$$2.61(1-0.49C_a)\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}} \geq 1.56\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}} \qquad C_a > 0.113$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

$$2.61(1-0.49\times 0.15)\sqrt{\frac{2\times 10^5}{1.15\times 240}}=65.1\geq 1.56\sqrt{\frac{2\times 10^5}{1.15\times 240}}=42$$

برای بال:

$$1.0\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}=1.0\sqrt{\frac{2\times 10^5}{1.15\times 240}}=26.9$$

کنترل فشردگی برای مقاطع: مقطع الف)

$$\frac{b}{t}=\frac{450-14}{25}=17.4>14.8(\lambda_{hd})\ Not\ Ok<26.9(\lambda_{md})\ Ok$$
$$\frac{h}{t}=\frac{500-50}{7}=64>57.3(\lambda_{hd})\ Not\ Ok<65(\lambda_{md})\ Ok$$

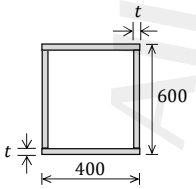
مقطع (ب)

$$\frac{b}{t}=\frac{350-22}{25}=13.5<14.8(\lambda_{hd})\ Not\ Ok<26.9(\lambda_{md})\ Ok$$
$$\frac{h}{t}=\frac{(400-44)}{6}=59>57.3(\lambda_{hd})\ Not\ Ok<65(\lambda_{md})\ Ok$$

چون جان مقطع (ب) حد شکل‌پذیری زیاد را رعایت نکرده است پس مقطع فشرده لرزه‌ای برای شکل‌پذیری متوسط می‌باشد. گزینه (د)

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

مثال) مقطع شکل مقابل برای یکی از ستون‌های یک ساختمان با سیستم باربر جانبی در هر دو امتداد از نوع قاب خمشی فولادی با شکل‌پذیری متوسط پیشنهاد شده است. براساس کنترل کمانش موضعی، حداقل ضخامت قابل قبول برای ورق‌های تشکیل دهنده ستون کدامیک از مقادیر زیر است؟ $E=2\times 10^5$ MPa و $F_y=240$ MPa (مرداد ۹۴)



الف) 25 mm

ب) 20 mm

ج) 15 mm

د) 12 mm

$$\frac{600-2t}{t}\leq 1.0\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}=1.0\sqrt{\frac{2\times 10^5}{1.15\times 240}}\Rightarrow t>20.7\ mm$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

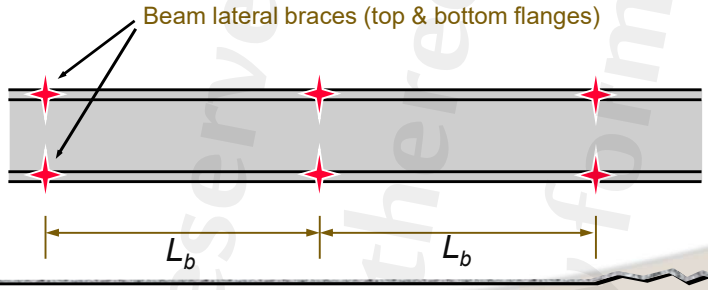
مهار جانبی تیرها

در مواردی که در سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای فولادی یا مختلط (مطابق بخش‌های ۱۰-۳-۳ الی ۱۰-۳-۶) الزام شده باشد، برای جلوگیری از کمانش جانبی-پیچشی تیرهای I شکل و H شکل، باید الزامات بندهای ۱۰-۳-۲-۸-۱، ۱۰-۳-۲-۸-۲ و ۱۰-۳-۲-۸-۳ تأمین شوند. مهارهای جانبی ستون‌های I شکل و H شکل سیستم کنسولی فولادی ویژه، باید الزامات مهارهای جانبی تیرهای با شکل‌پذیری متوسط را تأمین نمایند.

Lateral torsional buckling controlled by: $\frac{L_b}{r_y}$

L_b = *distance between beam lateral braces*

r_y = *weak axis radius of gyration*



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

۱۰-۳-۲-۸-۱ مهارهای جانبی در اعضای با شکل‌پذیری متوسط

الف) تیرهای فولادی تنها

تیرهای فولادی با شکل‌پذیری متوسط باید الزامات زیر را برآورده نمایند:

۱- هر دو بال تیر باید به صورت جانبی یا مقطع تیر از طریق مهار پیچشی نقطه‌ای، مهار شود.

۲- در طول تیر، فاصلهٔ مهارهای جانبی یا پیچشی نباید از $L_b = \frac{0.17 r_y E}{R_y F_y}$ بیشتر باشد. r_y شعاع ژیراسیون مقطع تیر حول محور ضعیف است.

۳- مهارهای جانبی به کاررفته در هر دو بال تیر باید حداقل دارای مقاومت فشاری موجود برابر $\frac{0.02 M_r}{h_0}$ باشند. همچنین مهارهای جانبی باید حداقل دارای سختی برابر $\frac{10 M_u}{L_b h_0}\frac{1}{\varphi}$ در طراحی به روش LRFD و برابر $\Omega\frac{10 M_a}{L_b h_0}$ در طراحی به روش ASD باشند. مهارهای پیچشی نقطه‌ای به کاررفته در مقطع تیر باید دارای مقاومت خمشی موجود حداقل برابر $0.02M_r$ و دارای سختی دورانی حداقل برابر $\frac{\beta_T}{1-\frac{\beta_T}{\beta_{sec}}}$ باشند، که در آن:

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

$$\beta_T = \frac{1}{\phi}\frac{2.4L}{nEI_{yeff}}\left(\frac{M_u}{C_b}\right)^2 \quad , \quad \phi = 0.75 \quad (LRFD)$$

$$\beta_T = \Omega\frac{2.4L}{nEI_{yeff}}\left(\frac{M_a}{C_b}\right)^2 \quad , \quad \Omega = 3 \quad (ASD)$$

$$\beta_{sec} = \frac{3.3E}{h_0}\left(\frac{1.5h_0t_w^2}{12} + \frac{t_{st}b_s^3}{12}\right)$$

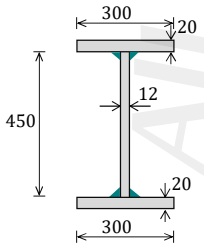
$$I_{yeff} = I_{yc} + \left(\frac{t}{c}\right)I_{yt}$$

که در آن E، مدول الاستیسیتهٔ فولاد، I_{yc} ممان اینرسی بال فشاری نسبت به محور ضعیف مقطع، I_{yt} ممان اینرسی بال کششی نسبت به محور ضعیف مقطع، c فاصلهٔ محور خنثی تا دورترین تار فشاری مقطع، t فاصلهٔ محور خنثی تا دورترین تار کششی مقطع، n تعداد مهارهای پیچشی در طول دهانهٔ تیر، t_w ضخامت جان مقطع تیر، t_{st} ضخامت سخت کننده‌های عرضی در جان تیر، b_s پهنای سخت کننده‌های عرضی جان برای سخت کننده‌های عرضی تکی در یک طرف جان و دو برابر آن برای سخت کننده‌های عرضی جفت در دو طرف جان، L طول دهانهٔ تیر، M_u لنگر خمشی موردنیاز تیر در روش LRFD که باید برابر $R_yF_yM_p$ منظور شود، M_a لنگر خمشی موردنیاز تیر در روش ASD که باید برابر $R_yF_yZ/1.5$ منظور شود، M_r لنگر خمشی موردنیاز تیر که باید برابر $R_yF_yZ/1.5$ منظور شود، α_s برابر 1.0 در روش LRFD و برابر 1.5 در روش ASD، همچنین C_b ضریب اصلاح کمانش جانبی-پیچشی مطابق بخش ۱۰-۲-۵و h_0 فاصلهٔ بین مرکز سطح بال‌های فوقانی و تحتانی است.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مثال) در صورتیکه بخواهیم برای یک تیر با مقطع شکل زیر که در یک قاب خمشی متوسط مورد استفاده قرار گرفته است، مهار جانبی در نظر نگیریم، حداکثر طول تیر چقدر باشد تا به مهار جانبی نیاز نداشته باشد؟ در شکل ابعاد به میلیمتر است. فرض کنید در محل مفصل پلاستیک نیز نیاز به مهار ندارد. F_y=240 MPa



الف) 8800 mm

ب) 6500 mm

ج) 7400 mm

د) 5000 mm

پاسخ:

$$I_y = 2\times\left(\frac{20\times 300^3}{12}\right) = 90\times 10^6\ mm^4$$

$$A = 300\times 20\times 2 + 450\times 12 = 17400\ mm^2$$

$$r_y = \sqrt{\frac{90\times 10^6}{17400}} = 71.9\ mm \Rightarrow L_b < \frac{0.17r_yE}{R_yF_y} = \frac{0.17\times 71.9\times 2\times 10^5}{1.15\times 240} = 8860\ mm$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

ب) تیرهای فولادی با دال بتنی متکی بر آن

در این نوع تیرها، در محدوده‌ای که بین دال بتنی و تیر فولادی برشگیر موردنیاز تعبیه شود، بال فوقانی تیر، مهارشده محسوب می‌شود. بال تحتانی تیر و بال فوقانی آن در سایر نواحی در صورت نیاز باید الزامات مهارهای جانبی حالت (الف) این بند را تأمین نمایند.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

۱۰-۳-۲-۸-۲ مهارهای جانبی در اعضای با شکل‌پذیری زیاد

الف) تیرهای فولادی تنها

تیرهای فولادی تنها با شکل‌پذیری زیاد باید الزامات مهارهای جانبی تیرهای فولادی تنها با شکل‌پذیری متوسط را برآورده نمایند، با این تفاوت که در طول تیر فاصلهٔ مهارهای جانبی یا پیچشی نباید از $L_b = \frac{0.086 r_y E}{R_y F_y}$ بیشتر باشد، که در آن r_y شعاع ژیراسیون مقطع تیر نسبت به محور ضعیف است.

ب) تیرهای فولادی با دال بتنی متکی بر آن

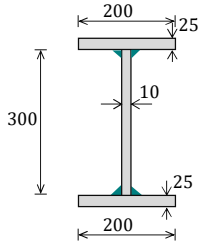
در این نوع تیرها، در محدوده‌ای که بین دال بتنی و تیر فولادی برشگیر موردنیاز تعبیه شود، بال فوقانی تیر، مهارشده محسوب می‌شود. بال تحتانی تیر و بال فوقانی آن در سایر نواحی در صورت نیاز باید الزامات مهارهای جانبی حالت (الف) این بند را تأمین نمایند.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مثال) در یک قاب خمشی فولادی ویژه برای تیرهای یکی از دهانه‌ها از مقطع شکل زیر استفاده شده است. در این تیر با اتصال گیردار در دو انتها، حداکثر فاصله مهارهای جانبی در محدودهٔ خارج از نواحی محافظت شده به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ ابعاد در شکل میلی‌متر است. فرض کنید در این فاصله به خاطر بزرگ بودن مقدار C_b، در تیر حالت حدی کمانش پیچشی - جانبی تعیین کننده نخواهد بود. $E=2\times10^5$ MPa و $F_y=340$ MPa



الف) 3.6 m

ب) 2.5 m

ج) 2.2 m

د) 1.6 m

پاسخ:

$$I_y = 2\times\left(\frac{25\times200^3}{12}\right) = 33.3\times10^6\ mm^4 \qquad A = 200\times25\times2+300\times10 = 13000\ mm^2$$

$$r_y = \sqrt{\frac{33.3\times10^6}{13000}} = 50.6\ mm \Rightarrow L_b < \frac{0.086 r_y E}{R_y F_y} = \frac{0.086\times50.6\times2\times10^5}{1.15\times340} = 2225\ mm$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

پ) تیرهای مختلط محاط در بتن

تیرهای مختلط محاط در بتن با شکل‌پذیری زیاد باید الزامات زیر را برآورده نمایند:

۱- هر دو بال تیر باید به صورت جانبی یا مقطع تیر از طریق مهار پیچشی نقطه‌ای، مهار شود.

۲- در طول تیر، فاصلهٔ مهارهای جانبی یا پیچشی نباید از $L_b = \frac{0.086 r_y E}{R_y F_y}$ بیشتر باشد که در آن، r_y شعاع ژیراسیون مقطع تبدیل یافته حول محور کمانش تیر مختلط است.

۳- مهارهای جانبی به کاررفته در هر دو بال تیر و مهارهای پیچشی نقطه‌ای به کاررفته در مقطع تیر مختلط محاط در بتن باید دارای حداقل مقاومت موجود و سختی نظیر مهارهای جانبی و پیچشی به کاررفته در تیرهای فولادی تنها با منظور نمودن $M_r=M_{p,exp}$ باشد که در آن $M_{p,exp}$ برابر با مقاومت خمشی مورد انتظار تیر مختلط محاط در بتن با منظور کردن R_y برای بخش فولادی و R_c برای بخش بتنی مقطع مختلط است.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

۱۰-۳-۲-۸-۳ مهار جانبی اضافی در نواحی مفصل پلاستیک

در مواردی که در الزامات سیستمهای باربر جانبی لرزه‌ای، تعبیهٔ مهارهای جانبی اضافی مقرر شده باشد، این مهارهای جانبی اضافی باید در مجاورت نواحی محل مورد انتظار تشکیل مفصل پلاستیک تیر تعبیه شود. در صورت نیاز به این نوع مهارهای جانبی اضافی، الزامات زیر باید رعایت شوند:

الف) تیرهای فولادی تنها

در تیرهای فولادی، مهارهای جانبی اضافی باید الزامات زیر را تأمین نمایند:

۱- هر دو بال تیر باید به صورت جانبی یا مقطع تیر از طریق مهار پیچشی نقطه‌ای، مهار شود.

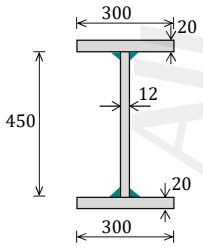
۲- مهارهای جانبی اضافی باید حداقل دارای مقاومت فشاری موجود $\frac{0.06R_yF_yZ}{\alpha_s h_0}$ و مهارهای پیچشی نقطه‌ای اضافی باید حداقل دارای مقاومت خمشی موجود برابر $\frac{0.06\ {}_yF_yZ}{\alpha_s}$ باشند.

۳- حداقل سختی موردنیاز مهارهای جانبی اضافی و حداقل سختی دورانی موردنیاز مهارهای پیچشی نقطه‌ای اضافی باید براساس $M_r = \frac{R_yF_yZ}{\alpha_s}$ و مطابق بند ۱۰-۳-۲-۸-۱ تأمین شود.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مثال) در صورتیکه بخواهیم برای یک تیر با مقطع شکل زیر که در یک قاب خمشی متوسط مورد استفاده قرار گرفته است، مهار جانبی در نظر بگیریم، این مهارهای جانبی باید حدودا برای حداقل چه نیرویی طراحی شوند؟ در شکل ابعاد به میلیمتر است. F_y=240 MPa (دی ۱۴۰۱)



الف) 120 kN

ب) 100 kN

ج) 110 kN

د) 130 kN

اگر مهارهای جانبی در نواحی مفاصل پلاستیک مد نظر باشد داریم:

$$Z = 2\times\left(300\times 20\times\left(\frac{450}{2}+\frac{20}{2}\right)\right)+2\times\left(225\times 12\times\frac{225}{2}\right)=3427500\ mm^3$$

$$P=\frac{0.06R_yF_yZ}{\alpha_s h_0}=\frac{0.06\times 1.15\times 240\times 3427500}{1.0\times(450+10)}=120\ kN$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

ب) تیرهای مختلط محاط در بتن

در تیرهای مختلط محاط در بتن، مهارهای اضافی باید الزامات زیر را ارضاء نماید:

۱- هر دو بال تیر باید به صورت جانبی یا مقطع تیر از طریق مهار پیچشی نقطه‌ای، مهار شود.

۲- مهارهای جانبی اضافی باید حداقل دارای مقاومت فشاری موجود $\frac{0.06M_{p.exp}}{\alpha_s h_0}$ و مهارهای پیچشی نقطه‌ای اضافی باید حداقل دارای مقاومت خمشی موجود برابر $\frac{0.06M_{p.exp}}{\alpha_s}$ باشند که در آن $M_{p,exp}$ مقاومت مورد انتظار تیر مختلط محاط در بتن با منظور کردن R_y برای بخش فولادی و R_c برای بخش بتنی است.

۳- حداقل سختی موردنیاز مهارهای جانبی اضافی و حداقل سختی دورانی موردنیاز مهارهای پیچشی نقطه‌ای اضافی باید براساس $M_r = M_{p,exp}$ و مطابق بند ۱۰-۳-۲-۸-۱ تأمین شود.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

کلیهٔ ستون‌هایی که جزئی از سیستم باربر لرزه‌ای هستند، علاوه بر تأمین الزامات فصل‌های ۱۰-۱ و ۱۰-۲ باید الزامات این بخش را نیز برآورده نمایند.

مقاومت خمشی و محوری موردنیاز

در کلیهٔ سیستم‌های باربر لرزه‌ای، مقاومت خمشی و محوری مورد نیاز ستون‌ها نباید از بحرانی‌ترین آثار به دست آمده از دو حالت زیر کمتر در نظر گرفته شود:

الف) آثار حاصل از «الزامات تحلیل» مقررشده در هر یک از سیستم‌های باربر لرزه‌ای مطابق با بخش‌های بعدی این فصل ضوابط لرزه‌ای

ب) مقاومت فشاری و کششی محوری موردنیاز به دست آمده از تحلیل سازه برای ترکیبات بارگذاری شامل زلزلهٔ تشدیدیافته. در این حالت می‌توان از آثار هرگونه لنگر در ستون‌ها صرفنظر نمود، مگر آنکه لنگرها از بارهای وارده در بین دو انتهای ستون ناشی شده باشند.

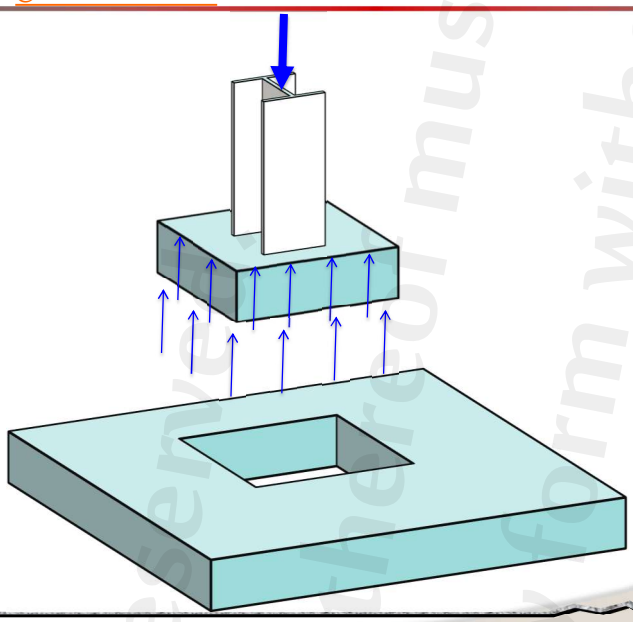
تبصره۱: در مواردی که مطابق مبحث ششم مقررات ملی ساختمان، ترکیب نیروی زلزلهٔ راستاهای متعامد ضرورت داشته باشد، الزامات طراحی لرزه‌ای ستون‌ها باید برای ترکیب نیروهای زلزلهٔ راستاهای متعامد نیز مورد کنترل قرار گیرد.

تبصره۲: کنترل برش دوطرفه (برش پانچ) شالودهٔ ساختمان برای نیروی محوری ناشی از ترکیبات بارگذاری شامل زلزلهٔ تشدیدیافته، بدون در نظر گرفتن نیروهای برشی و لنگرهای خمشی، الزامی است.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

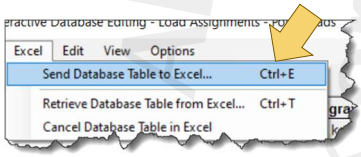
All rights reserved. This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

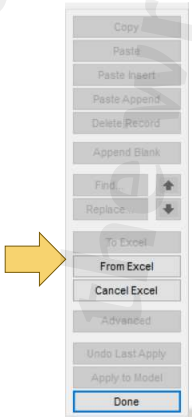
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

برای کنترل پانچ فونداسیون، بعد از Export عکس العمل های تکیه‌گاهی به برنامه SAFE از مسیر Edit menu > Interactive Database Editing می‌توان لنگرهای پای ستون را حذف کرد و عکس العمل قائم را تشدید یافته کرد و یا در ترکیب بارها ضریب اضافه مقاومت در بارهای زلزله ضرب شود. بعد از انتخاب بارهای زلزله از این مسیر و انتقال آنها به برنامه Excel می‌توان لنگرهای پای ستون‌ها را صفر کرد و دوباره آن را به برنماه SAFE ب





WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مثال) در یک ساختمان مسکونی مقدار نیروی محوری یک ستون فولادی واقع در یک قاب خمشی فولادی با شکلپذیری متوسط در هردو راستای x و y ناشی از بارهای مرده برابر 200 kN ناشی از بارهای زنده برابر 100 kN و ناشی از نیروی زلزله طرح در امتداد x با در نظر گرفتن برون مرکزی اتفاقی برابر 700 kN و ناشی از نیروی زلزله طرح در امتداد y بدون در نظر گرفتن برون مرکزی اتفاقی برابر 700 kN برآورد شده است. براساس این اطلاعات، حداقل مقاومت محوری مورد نیاز این ستون (P_u) به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ (فرض کنید فولاد مصرفی از نوع S235 است. (مهر ۹۶)

الف) 1200kN

ب) 3020 kN

ج) 2400 kN

د) 1700 kN

$$P_u = 1.2D + L + \Omega_0 E = 1.2 \times 200 + 100 + 3(700 + 0.3 \times 700) = 3070\ kN$$

صفحه ۱۶۱ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مقاومت برشی مورد نیاز

در کلیهٔ سیستم‌های باربر لرزه‌ای، مقاومت برشی موردنیاز ستون‌ها نباید از برش حاصل از «الزامات تحلیل» مقررشده در هر یک از سیستم‌های باربر لرزه‌ای مطابق با بخش‌های بعدی فصل ضوابط لرزه‌ای در اثر مکانیزم تشکیل مفاصل پلاستیک در محل‌های مقرر شده کمتر در نظر گرفته شود. در هرحال مقاومت برشی مورد نیاز ستون‌های باربر لرزه‌ای نباید از $\sum \frac{M_{pc}}{\alpha_s H}$ کمتر در نظر گرفته شود. همچنین مقاومت برشی مورد نیاز ستون‌هایی که بخشی از سیستم باربر لرزه‌ای نیستند، نباید از $\frac{1}{2}\sum \frac{M_{pc}}{\alpha_s H}$ کمتر در نظر گرفته شود. که در آن M_{pc} لنگر پلاستیک مقطع ستون، H ارتفاع طبقه و α_s برابر۱.0 در روش LRFD و برابر 1.5 در روش ASD است.

صفحه ۱۶۲ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

الزامات ستون‌های با مقطع مختلط محاط در بتن

ستون‌های با مقطع مختلط محاط در بتن علاوه بر الزامات فصل ۱۰-۲-۸ باید الزامات اضافی مقررشده در زیر را وقتی به عنوان اعضای با شکل پذیری متوسط (در صورت کاربرد) یا زیاد در سیستم‌های مختلط به کار می‌روند، ارضاء نمایند.

الف) اعضای با شکل پذیری متوسط

۱- فاصلهٔ میلگردهای عرضی در نواحی بحرانی بالا و پایین ستون (l_0) که باید از بر اتصال تیر به ستون به داخل ستون امتداد داشته باشد، نباید از مقادیر زیر بزرگتر در نظر گرفته شود:

- نصف بعد کوچکتر مقطع ستون
- ۸ برابر قطر میلگردهای طولی ستون
- ۲۴ برابر قطر میلگردهای عرضی ستون
- ۳۰۰ میلیمتر

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

۲- در نواحی بحرانی بالا و پایین ستون، ناحیهٔ بحرانی (l_0) نباید از مقادیر زیر کوچکتر در نظر گرفته شود:

- یک ششم ارتفاع آزاد ستون
- بعد بزرگتر مقطع ستون
- ۴۵۰ میلیمتر

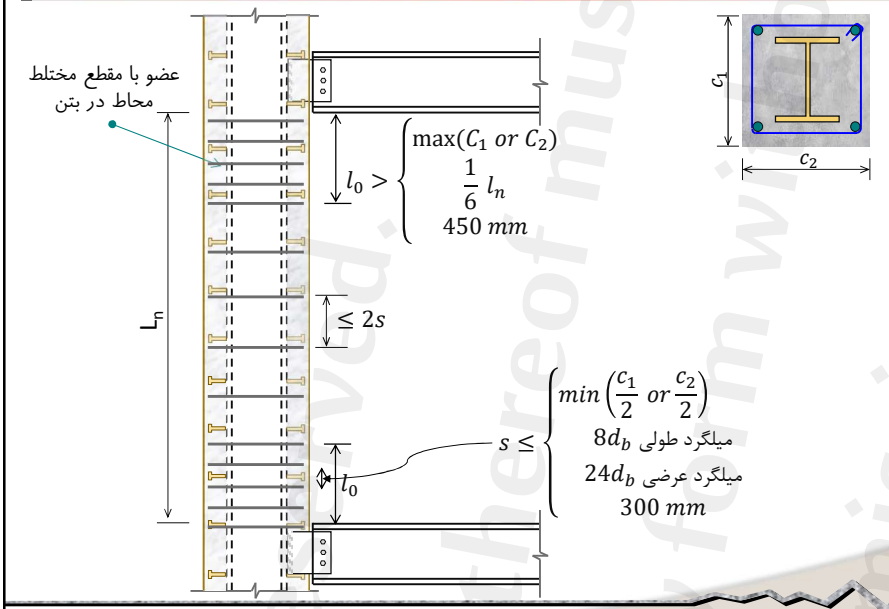
۳- در سایر نواحی ستون (خارج از ناحیهٔ l_0) فاصلهٔ میلگردهای عرضی نباید از دو برابر فواصل تعیین شده در حالت (۱) بیشتر در نظر گرفته شود.

۴- الزامات مربوط به وصلهٔ میلگردها و سایر مقررات مربوط به میلگردها باید مطابق با الزامات لرزه‌ای مبحث نهم مقررات ملی ساختمان باشد.

۵- استفاده از مفتول‌های جوش داده شده به عنوان میلگردهای عرضی مجاز نیست

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

ب) اعضای با شکل پذیری زیاد

ستون‌های با مقطع مختلط محاط در بتن که به عنوان عضو با شکل‌پذیری زیاد در سیستم‌های مختلط به کار می‌روند، علاوه بر تأمین الزامات اعضای با شکل‌پذیری متوسط، باید الزامات زیر را نیز برآورده نمایند:

۱- میلگردهای طولی باربر باید الزامات لرزه‌ای مبحث نهم مقررات ملی ساختمان را برآورده نمایند.

۲- میلگردهای عرضی باید مطابق با الزامات مبحث نهم مقررات ملی ساختمان بوده و الزامات زیر را نیز برآورده نمایند:

- مساحت کل آرماتورهای عرضی (A_{sh}) نباید از مقدار به‌دست آمده از رابطهٔ زیر کمتر در نظر گرفته شود:

$$A_{sh} = 0.09 h_{cc} s \left[1 - \frac{F_y A_s}{P_n}\right]\left[\frac{f'_c}{F_{ysr}}\right]$$

که در آن A_s مساحت مقطع هستهٔ فولادی، F_y تنش تسلیم مشخصهٔ هستهٔ فولادی، F_{ysr} تنش تسلیم مشخصهٔ میلگردهای عرضی، P_n مقاومت فشاری اسمی مقطع مختلط، h_{cc} بعد بزرگتر هستهٔ محصورشدهٔ مقطع که از بر خارجی میلگردهای عرضی اندازه گیری می‌شود، s، فاصلهٔ میلگردهای عرضی بسته مقطع در راستای طولی عضو و f'_c تنش فشاری مشخصهٔ نمونهٔ استوانه‌ای بتن

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

تبصره: اگر مقاومت فشاری اسمی هستهٔ فولادی محاط در بتن به تنهایی از نیروی فشاری حاصل از ترکیب بار D+0.5L بزرگتر باشد، رعایت رابطهٔ اخیر، الزامی نیست.

- در خارج از نواحی بحرانی طول ستون، فاصلهٔ میلگردهای عرضی در راستای طولی ستون نباید از شش برابر قطر میلگرد طولی و ۱۵۰ میلیمتر بیشتر در نظر گرفته شود.

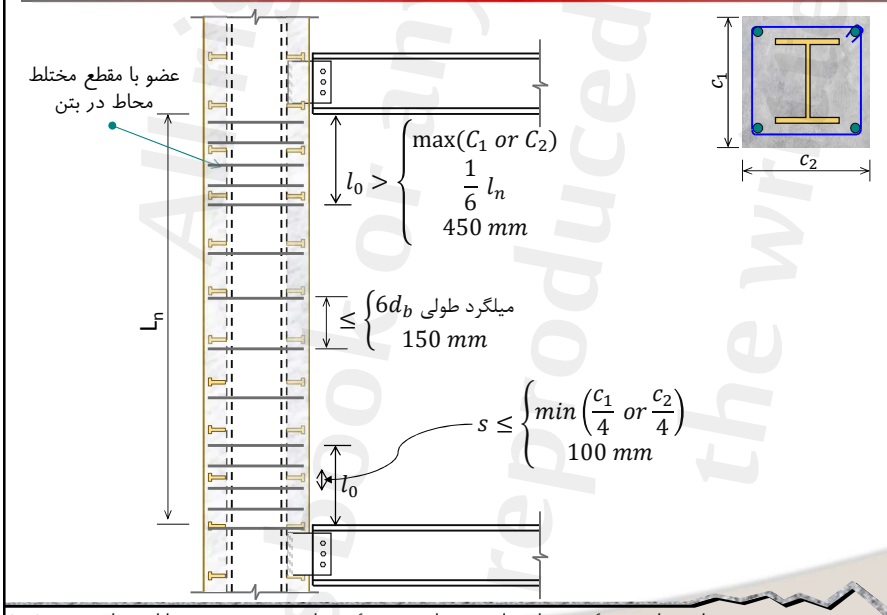
- در نواحی بحرانی طول ستون، فاصلهٔ میلگردهای عرضی در راستای طولی ستون نباید از یک چهارم بعد کوچکتر مقطع ستون و ۱۰۰ میلیمتر بیشتر در نظر گرفته شود.

- در هر مقطع ستون، فاصلهٔ مرکز تا مرکز هر دو ساق مجاور میلگردهای عرضی نباید از ۳۵۰ میلیمتر بیشتر در نظر گرفته شود.

۳- در قاب‌های مهاربندی شدهٔ مختلط، ستون‌های با مقطع مختلط محاط در بتنی که مقاومت موردنیاز آنها بدون در نظر گرفتن زلزلهٔ تشدیدیافته بیشتر از $0.2P_n$ باشد و مقاومت اسمی هسته فولادی مدفون در ستون به تنهایی از نیروهای فشاری حاصل از ترکیب بارگذاری D+0.5L کوچکتر باشد، فاصلهٔ آرماتورهای عرضی در سرتاسر طول ستون باید همانند فاصلهٔ آرماتورهای عرضی در ناحیهٔ بحرانی باشد.

صفحه ۱۶۷ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



صفحه ۱۶۸ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

۴- ستون‌های مختلطی که بارهای حاصل از دیوارهای برشی یا مهاربندی قطع شده را تحمل می‌نمایند، درصورتیکه مقاومت موردنیاز آنها بدون در نظر گرفتن زلزلهٔ تشدیدیافته بیش از $0.1P_n$ باشد، فاصلهٔ آرماتورهای عرضی در سرتاسر طول ستون باید همانند فاصلهٔ آرماتورهای عرضی در ناحیهٔ بحرانی باشد. درصورتیکه مقاومت اسمی هستهٔ فولادی محاط در بتن به تنهایی از نیروهای فشاری حاصل از ترکیب بارگذاری $D+0.5L$ بزرگتر باشد، رعایت این ضابطه الزامی نیست.

۵- هنگامیکه ستون به پی منتهی می‌شود، میلگردهای عرضی مقررشده در ناحیهٔ ویژه باید حداقل ۳۰۰ میلیمتر در پی ادامه داشته باشد. همچنین در مواردی که ستون به یک دیوار منتهی می‌شود، در آن طبقه میلگردگذاری عرضی سرتاسر طول ستون باید مطابق میلگردهای عرضی مقررشده در ناحیهٔ بحرانی باشد و با همین آرایش، حداقل به اندازهٔ طول گیرایی میلگردهای طولی در دیوار ادامه یابد.

ستون‌های مختلط پرشده با بتن

درصورتیکه در ستون‌های مختلط پرشده با بتن از میلگردهای طولی استفاده شده باشد، جزئیات‌بندی آرماتورهای طولی و عرضی باید مطابق با الزامات مبحث نهم مقررات ملی ساختمان باشد.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

درصورتیکه در بخش اتصالات پیش تایید شده ضوابطی برای تعیین مقاومت‌های موردنیاز اتصال اجزای مقاطع فولادی ساخته شده با یکدیگر ارائه نشده باشد، در این صورت رعایت ضوابط زیر الزامی است:

الف) اتصالات بین اجزای اعضای ساخته شدهٔ فولادی و مختلط که دارای رفتار فرا ارتجاعی هستند، باید بتوانند حداکثر نیروهای مورد انتظاری که از رفتار فرا ارتجاعی آنها ناشی می‌شود، را تحمل نمایند.

ب) اتصالات بین اجزای اعضای ساخته شدهٔ فولادی و مختلط که از آنها انتظار رفتار فراارتجاعی نمی‌رود، باید برای آثار ناشی از ترکیبات مختلف بارگذاری شامل زلزلهٔ تشدیدیافته طراحی شوند.

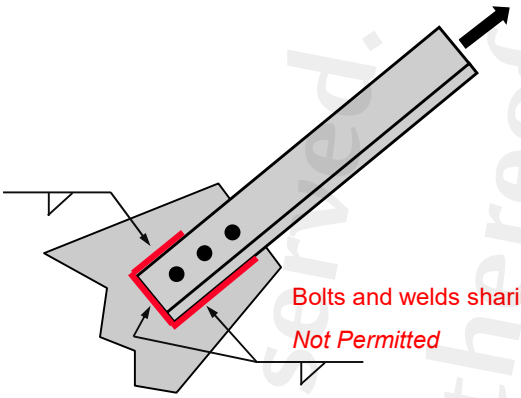
پ) چنانچه اتصالات بین اجزای اعضای ساخته شده در ناحیهٔ حفاظت شده قرار داشته باشند، این اتصالات در طول ناحیهٔ حفاظت شده باید دارای مقاومت موجود حداقل برابر $R_yF_yt_p/\alpha_s$ باشند که در آن t_p ضخامت جزء متصل شوندهٔ نازکتر است.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

الزامات کلی اتصالات

الف) اتصالات، شامل وسایل اتصال و اجزای اتصال دهندهای که بخشی از سیستم‌های باربر جانبی باشند، علاوه بر رعایت الزامات بخش ۱۰-۲-۹ باید الزامات تکمیلی داده شده در این بخش را نیز برآورده نمایند.

ب) پیچ‌ها و جوش‌ها نباید به طور همزمان در تحمل هر یک از مؤلفه‌های نیروهای ناشی از بارهای زلزله در یک سمت اتصال به کار گرفته شوند.



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

اتصالات پیچی

اتصالات پیچی کلیهٔ اعضای باربر جانبی لرزه‌ای می‌تواند از نوع پیش تنیده یا لغزش بحرانی باشد، مگر آن که در فصل ضوابط لرزه‌ای استفاده از اتصال لغزش بحرانی الزام شده باشد. در اینگونه اتصالات علاوه بر الزامات ضوابط غیرلرزه‌ای الزامات زیر نیز باید رعایت شوند:

الف) تحت اثر برش ناشی از نیروهای زلزله، سوراخ پیچ‌ها می‌تواند از نوع استاندارد یا لوبیایی کوتاه با شیار عمود بر جهت نیرو باشد. در این نوع اتصالات استفاده از سوراخ‌های بزرگ شده به شرطی مجاز است که:

۱- اتصال مربوط به عضو مهاربندی باشد؛

۲- سوراخ‌های بزرگ شده فقط در یکی از ورق‌های اتصال تعبیه شده باشد؛

۳- اتصال به صورت لغزش بحرانی طراحی شود.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

ب) تحت اثر کشش خالص ناشی از نیروهای زلزله، سوراخ پیچ‌ها می‌تواند از نوع استاندارد یا بزرگ شده و یا لوبیایی کوتاه باشد.

پ) سطوح تماس کلیهٔ اتصالات باید دارای شرایط سطحی حداقل کلاس A باشند.

استثناء: در حالت‌های زیر سطوح تماس می‌تواند دارای شرایط سطحی کمتر از کلاس A باشند:

۱- اتصالات گیردار فلنجی پیش تأییدشده در قاب‌های خمشی؛

۲- اتصالاتی که در آنها انتقال نیروهای ناشی از زلزله از طریق کشش یا فشار و نه از طریق برش در پیچ‌ها صورت گیرد.

اتصالات جوشی

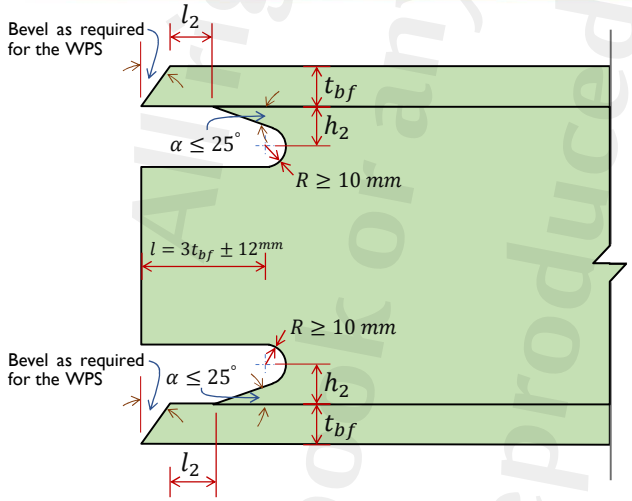
در اتصالات جوشی علاوه بر رعایت الزامات تکمیلی که در فصل ضوابط لرزه‌ای داده شده، رعایت ضوابط لرزه‌ای اضافی دیگری الزامی نیست.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

سوراخ‌های دسترسی جایگزین

در بخش‌های مشخص شده فصل ضوابط لرزه‌ای، باید از دیتیل جایگزین برای سوراخ‌های دسترسی اتصالات خمشی مطابق شکل استفاده شود. لبهٔ جان باید از سطح بال تا سطح تورفتگی سوراخ دسترسی به صورت شیبدار، کاملاً یکنواخت و بدون گوشه‌های تیز باشد. حداکثر ناهمواری مجاز سطح لبه‌های تمام شدهٔ سوراخ‌های دسترسی برابر ۱۳ میکرون است.



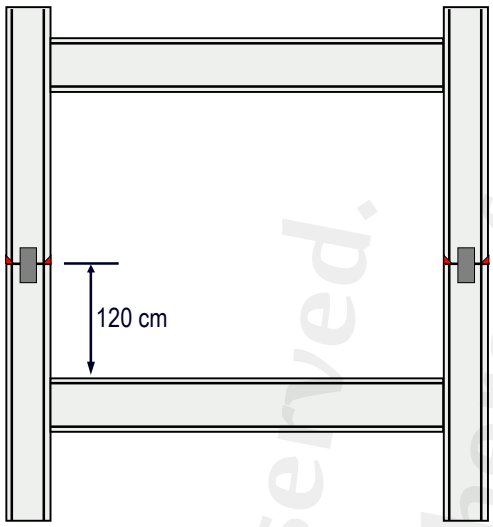
$$[\max(t_{bf}, 12\ mm) - 0.25t_{bf}] \le l_2 \le [\max(t_{bf}, 12\ mm) + 0.5t_{bf}]$$

$$\max(0.75t_{bf}, 20\ mm) \le h_2 \le t_{bf} + 6\ mm$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

موقعیت وصله‌های کارگاهی

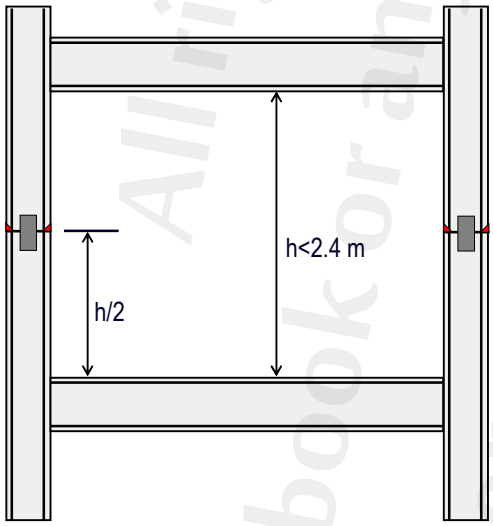
برای کلیهٔ ستون‌های ساختمان‌ها، شامل ستون‌های باربر و غیر باربر جانبی، فاصلهٔ محل درز وصله نباید از ۱۲۰۰ میلیمتر به نزدیکترین بال تیر متصل به ستون کوچکتر باشد.



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

استثناء:

۱) در جایی که ارتفاع آزاد ستون کمتر از **2.4** متر باشد، محل وصله باید در وسط ارتفاع آزاد ستون در نظر گرفته شود.

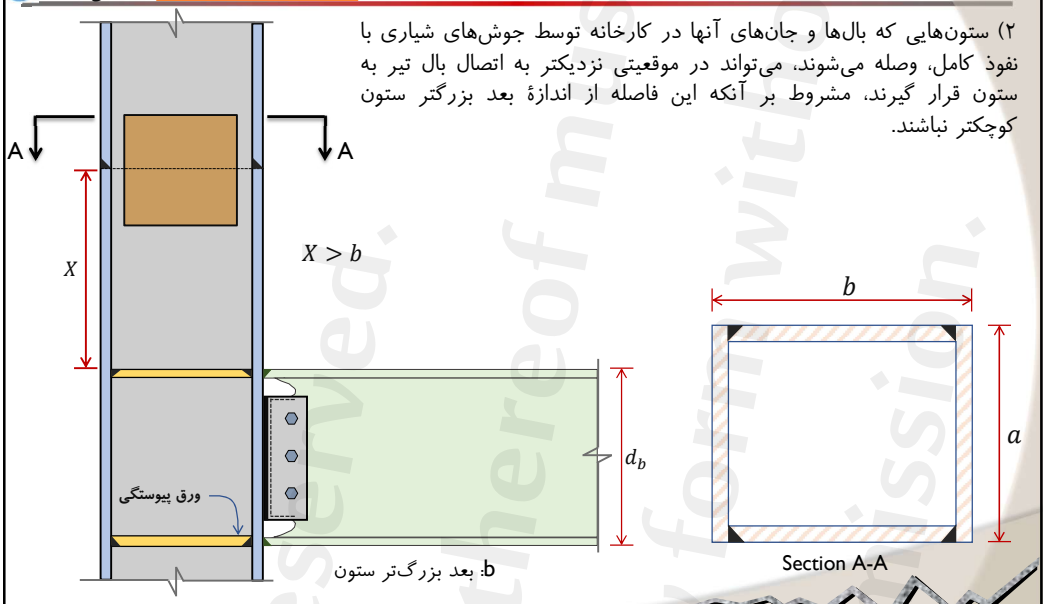


 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

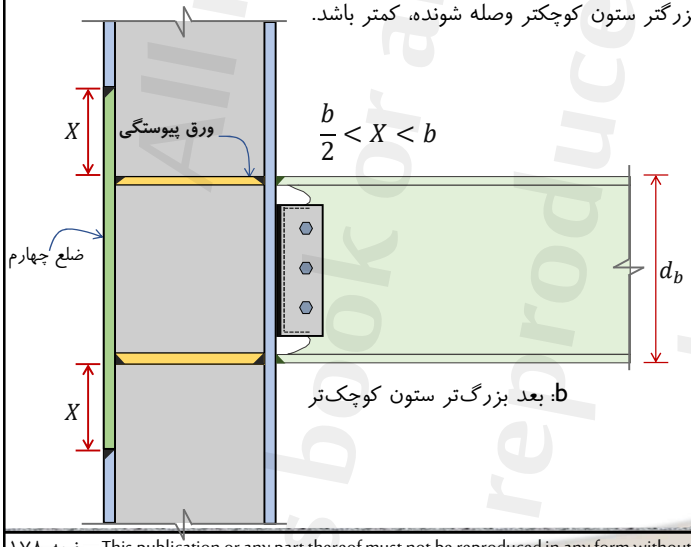
۲) ستون‌هایی که بال‌ها و جان‌های آنها در کارخانه توسط جوش‌های شیاری با نفوذ کامل، وصله می‌شوند، می‌تواند در موقعیتی نزدیکتر به اتصال بال تیر به ستون قرار گیرند، مشروط بر آنکه این فاصله از اندازهٔ بعد بزرگتر ستون کوچکتر نباشند.



صفحه ۱۷۷ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

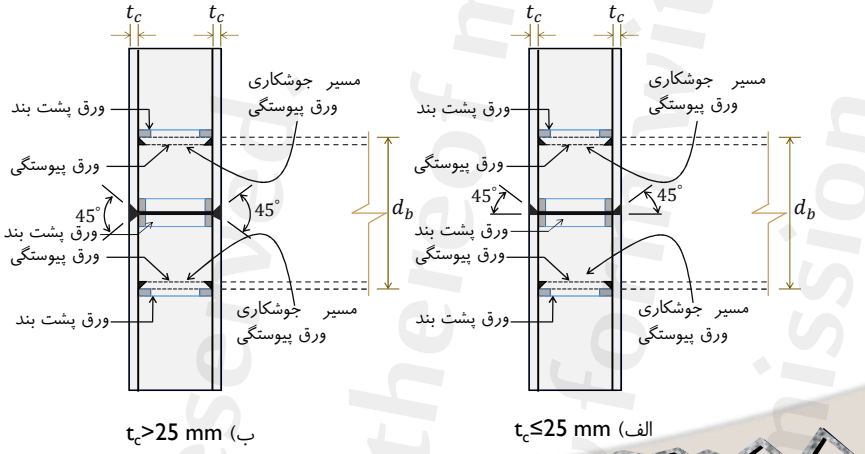
۳) در ستون‌های جعبه‌ای ساخته شده از ورق، اگر اجرای ورق‌های پیوستگی از طریق بعد چهارم ستون و در کارخانه صورت گیرد، محل درز وصلهٔ ورق بعد چهارم ستون می‌تواند کوچکتر از اندازهٔ بعد بزرگتر ستون کوچکتر وصله شونده باشد، اما در هرحال نباید از نصف بعد بزرگتر ستون کوچکتر وصله شونده، کمتر باشد.



صفحه ۱۷۸ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

۴) در مواردی که درز لب به لب ورق‌های بال یا جان ستون‌های قوطی شکل (HSS) یا جعبه‌ای ساخته شده از ورق در کارخانه و به صورت شیاری با نفوذ کامل انجام شود و نیز استفاده از ورق‌های دیافراگم داخلی (ورق‌های پیوستگی) مدنظر باشد، محل درز وصله می‌تواند مطابق شکل، درست در وسط چشمهٔ اتصال و در امتداد محور طولی تیر باشد. در این حالت در محل درز وصله برای انجام جوش شیاری با نفوذ کامل استفاده از ورق‌های پشتبند اجباری است.



ب) t_c>25 mm

الف) t_c≤25 mm

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مقاومت موردنیاز وصلهٔ ستون

وصلهٔ ستون‌های به‌کاررفته در سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای علاوه بر تأمین ضوابط فصل ۱۰-۲ مبحث دهم، باید دارای مقاومت موجود کافی، حداقل برابر مقاومت‌های موردنیاز زیر باشند که باید به طور همزمان در نظر گرفته شوند

الف) مقاومت محوری و خمشی موردنیاز

مقاومت محوری و خمشی موردنیاز وصلهٔ ستون‌های غیر باربر لرزه‌ای باید مطابق بند ۱۰-۲-۹-۶ در نظر گرفته شود. مقاومت محوری و خمشی موردنیاز وصلهٔ ستون‌های به کاررفته در سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای در هر یک از امتدادهای اصلی مقطع ستون باید براساس بزرگترین مقدار به دست آمده از حالت‌های زیر در نظر گرفته شود:

۱- مقاومت محوری و خمشی موردنیاز ستون ناشی از ترکیبات متعارف بارگذاری شامل زلزلهٔ طرح

۲- مقاومت محوری و خمشی موردنیاز به دست آمده در محل وصله ناشی از ترکیبات بارگذاری شامل زلزلهٔ تشدیدیافته.

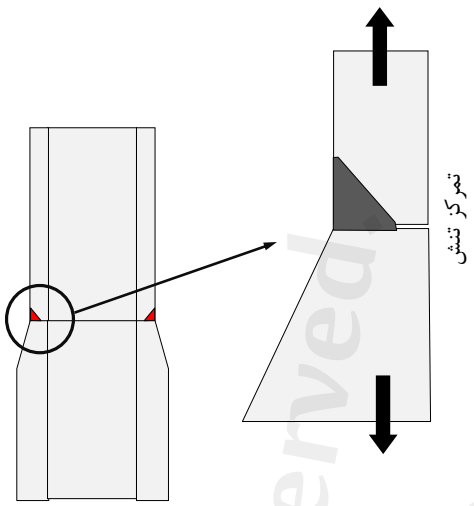
۳- مقاومت محوری و خمشی موردنیاز ستون مطابق الزامات تحلیل مقررشده در بخش‌های ۱۰-۳-۳، ۱۰-۳-۴، ۱۰-۳-۵ و ۱۰-۳-۶

۴- مقاومت محوری و خمشی موردنیاز وصلهٔ ستون مطابق الزامات مقررشده در بخش‌های ۱۰-۳-۳، ۱۰-۳-۴، ۱۰-۳-۵ و ۱۰-۳-۶ برای وصله ستون‌ها

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

طبق ضوابط AISC341-22، در صورت استفاده از جوش شیاری با نفوذ نسبی، ظرفیت تامین شده توسط جوش، باید دو برابر مقدار مورد نیاز باشد.



استفاده از جوش شیاری با نفوذ نسبی

The available strength of partial-joint-penetration (PJP) groove welded joints, if used, shall be at least equal to 200% of the required strength. Exception: PJP groove welds are excluded from this requirement if the Exceptions in Sections E2.6g, E3.6g, or E4.6c are invoked.

صفحه ۱۸۱ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

ب) مقاومت برشی موردنیاز

مقاومت برشی موردنیاز وصلهٔ کلیهٔ ستون‌های باربر و غیر باربر لرزه‌ای در هر یک از امتدادهای اصلی مقطع ستون باید براساس بزرگترین مقدار به دست آمده از حالت‌های زیر در نظر گرفته شود:

۱- مقاومت برشی موردنیاز ستون ناشی از ترکیبات متعارف بارگذاری شامل زلزلهٔ طرح؛

۲- مقاومت برشی موردنیاز به دست آمده در محل وصله ناشی از ترکیبات بارگذاری شامل زلزلهٔ تشدیدیافته؛

۳- مقاومت برشی موردنیاز ستون مطابق الزامات تحلیل مقررشده در بخش‌های ۱۰-۳-۳، ۱۰-۳-۴، ۱۰-۳-۵ و ۱۰-۳-۶

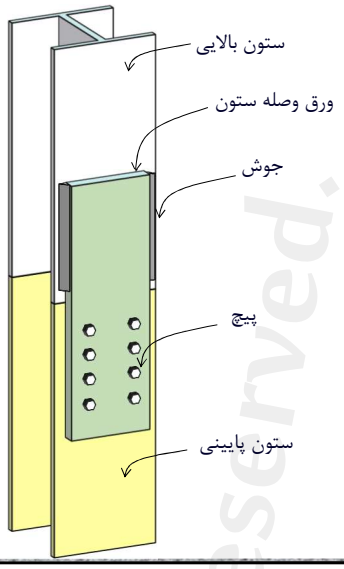
۴-مقاومت برشی موردنیاز وصلهٔ ستون مطابق الزامات مقررشده در بخش‌های ۱۰-۳-۳، ۱۰-۳-۴، ۱۰-۳-۵ و ۱۰-۳-۶ برای وصلهٔ ستون‌ها

صفحه ۱۸۲ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

جزئیات‌بندی وصلهٔ ستون‌ها

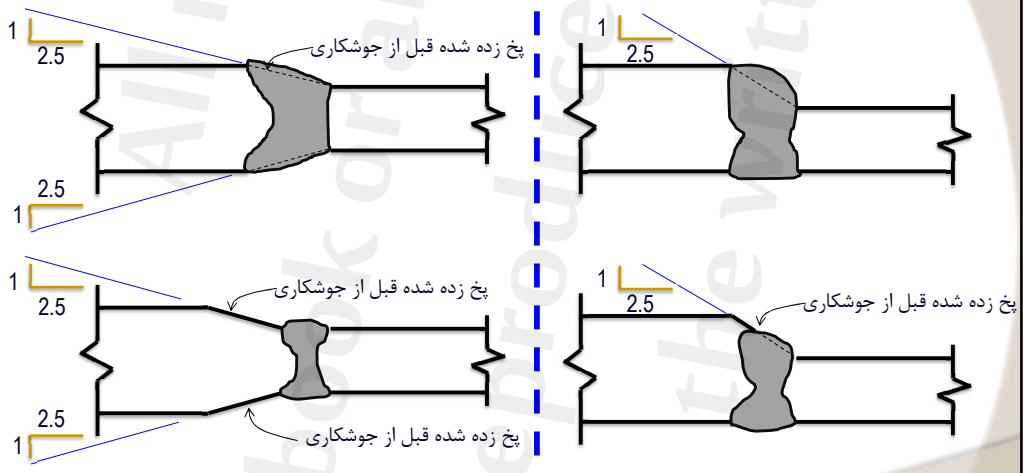
الف) اتصال وصلهٔ ستون به هر یک از دو قطعهٔ ستون وصله شونده باید با یک نوع وسیلهٔ اتصال، جوش یا پیچ پرمقاومت، انجام شود و در مقطع عدم تقارن ایجاد نکند. اتصال وصله به یکی از قطعات ستون تماماً جوشی و به دیگری تماماً پیچی نیز مجاز است.



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

ب) در وصلهٔ لب‌به‌لب بین ورق‌های با پهنا یا ضخامت متفاوت که در بال یا جان ستون به کار می‌روند، تغییر تدریجی در پهنا یا ضخامت، از ورق بزرگتر به ورق کوچکتر، باید با شیب حداکثر 1.0 به 2.5 صورت گیرد.



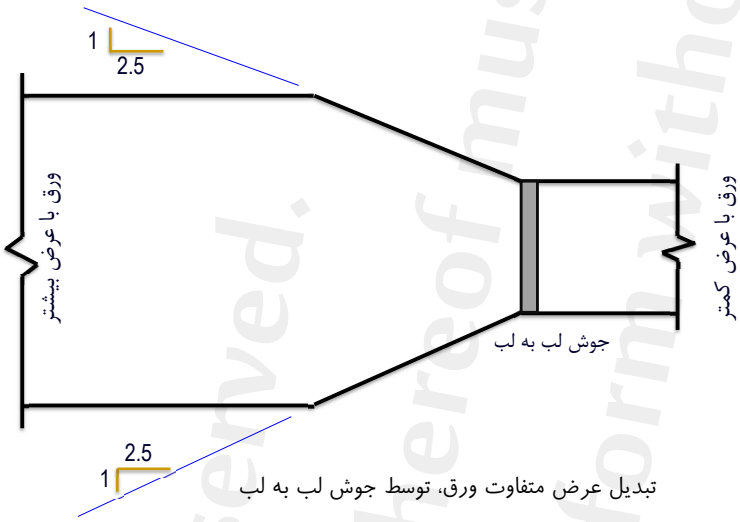
تبدیل ضخامت متفاوت ورق توسط پخ کردن بخش ضخیمتر

تبدیل ضخامت متفاوت ورق، توسط سطح شیبدار جوش

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

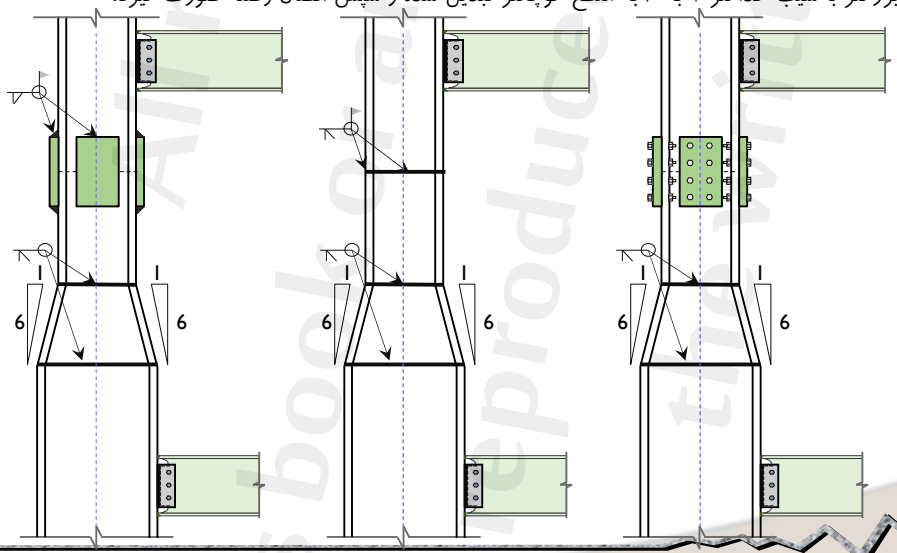


تبدیل عرض متفاوت ورق، توسط جوش لب به لب

صفحه ۱۸۵ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

پ) در وصلهٔ ستون‌های با ابعاد و مقطع متفاوت، به جای استفاده از ورق‌های پرکننده با ضخامت‌های زیاد، ارجح است ابتدا مقطع بزرگتر با شیب حداکثر ۱ به ۶ به مقطع کوچکتر تبدیل شده و سپس اتصال وصله صورت گیرد.



صفحه ۱۸۶ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

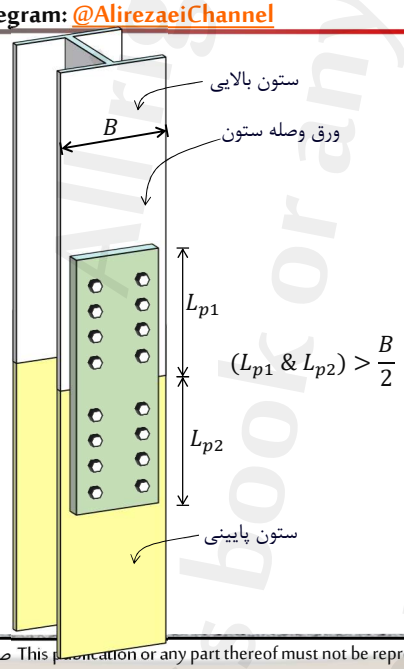
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

ت) در محل وصلهٔ ستون‌های متشکل از چند نیمرخ لازم است هر یک از ستون‌های وصله شونده در ارتفاعی حداقل به اندازهٔ بعد بزرگتر مقطع ستون به صورت یکپارچه درآیند و سپس وصله شوند.

ث) جزئیات‌بندی بخش بتنی وصلهٔ ستون‌های با مقطع مختلط محاط در بتن و نیز جزئیات‌بندی ستون‌های بتن‌آرمه که ممکن است در سیستم‌های لرزه‌ای مختلط کاربرد داشته باشد، باید الزامات عمومی مربوط به ستون‌های با مقطع مختلط محاط در بتن (مطابق بند ۱۰-۳-۲-۹-۳) و همچنین الزامات لرزه‌ای ستون‌های بتن‌آرمه (مطابق مبحث نهم مقررات ملی ساختمان) را برآورده نماید.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



ج) در هر طرف محل درز وصله، طول ورق‌های وصله در راستای محور طولی ستون نباید از نصف پهنای جزء وصله شونده کوچکتر در نظر گرفته شود.

چ) در وصله‌های جوشی، در صورت استفاده از ورق‌های گوشواره‌ای (ناودان جوش) پس از تکمیل جوشکاری، این ورق‌ها باید برداشته شوند. برداشتن ورق‌های پشت‌بند جوش‌های شیاری با نفوذ کامل الزامی نیست.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

وصلهٔ تیرها

وصلهٔ تیرهای باربر جانبی لرزه‌ای علاوه بر الزامات فصل ۱۰-۲ باید الزامات زیر را تأمین کنند:

الف) وصلهٔ تیرها باید خارج از ناحیهٔ حفاظت شدهٔ دو انتهای تیر قرار گیرد.

ب) در وصلهٔ مستقیم بین ورق‌های با پهنا یا ضخامت متفاوت که در بال یا جان تیرها به کار می‌روند، تغییر تدریجی در پهنا یا ضخامت، از ورق بزرگتر به ورق کوچکتر، باید با شیب حداکثر 1.0 به 2.5 صورت گیرد.

پ) مقاومت‌های موردنیاز وصلهٔ تیرها باید براساس الزامات بخش‌های ۱۰-۳-۳ تا ۱۰-۳-۶ تعیین شود. درصورتیکه در بخش‌های مورد اشاره برای مقاومت‌های موردنیاز وصلهٔ تیرها الزام خاصی ارائه نشده باشد، مقاومت‌های موردنیاز وصلهٔ تیرها نباید از مقاومت‌های موردنیاز وصلهٔ تیرها در قاب‌های خمشی معمولی کوچکتر در نظر گرفته شود.

صفحه ۱۸۹ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

الزامات لرزه‌ای کف‌ستون‌ها

در کلیهٔ ستون‌های باربر و غیر باربر لرزه‌ای، کف‌ستون‌ها (شامل ورق کف‌ستون، میل مهارها، ورق‌های تقویتی و ...) علاوه بر تأمین ضوابط فصل ۱۰-۲ باید دارای مقاومت موجود کافی، حداقل برابر مقاومت‌های موردنیاز زیر که باید به طور همزمان در نظر گرفته شوند، باشند.

الف) مقاومت محوری موردنیاز

مقاومت محوری موردنیاز کف‌ستون ستون‌هایی که بخشی از سیستم‌های باربر لرزه‌ای هستند، نباید از بزرگترین دو مقدار زیر کوچکتر در نظر گرفته شود:

۱- بار محوری محاسبه شده در محل گره اتصال پای ستون ناشی از ترکیبات بارگذاری شامل زلزلهٔ تشدیدیافته؛

۲- بار محوری محاسبه شده در محل گره اتصال پای ستون ناشی از زلزله محدود به ظرفیت مقررشده در الزامات تحلیل هر سیستم (در صورت کاربرد).

تبصره: مقاومت محوری موردنیاز کف‌ستون ستون‌هایی که بخشی از سیستم‌های باربر لرزه‌ای نیستند، می‌تواند براساس ترکیبات متعارف بارگذاری تعیین شود.

صفحه ۱۹۰ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

ب) مقاومت خمشی موردنیاز

در ستون‌هایی که دارای اتصال خمشی به شالوده هستند، مقاومت خمشی موردنیاز کف‌ستون ستون‌هایی که بخشی از سیستم باربر لرزه‌ای هستند، باید به شرح زیر از مجموع مقاومت موردنیازخمشی اتصالات اعضای فولادی منتهی به کف ستون در نظر گرفته شود:

۱- برای مهاربندها، مقاومت خمشی موردنیاز اتصال عضو مهاربندی به کف ستون در صورت عدم رعایت جزئیات سازگاری ورق اتصال با کمانش خارج از صفحه؛

۲- برای ستون‌ها، دارای اتصال خمشی به شالوده، کمترین دو مقدار حداکثر مقاومت خمشی مورد انتظار ستون مطابق رابطهٔ $1.1R_yF_yZ/\alpha_s$و لنگر خمشی محاسبه شده براساس ترکیب بارهای شامل زلزله تشدید یافته.

تبصره: برای ستون با پای مفصلی، از مقاومت خمشی مورد نیاز ستون صرف نظر شود.

صفحه ۱۹۱ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

پ) مقاومت برشی موردنیاز

مقاومت برشی موردنیاز کف‌ستون‌های کلیهٔ ستون‌های باربر و غیر باربر لرزه‌ای باید به شرح زیر از مجموع مقاومت مورد نیاز مؤلفه افقی اتصالات اعضای فولادی منتهی به ورق کف ستون به دست آید؛ ولی در هرحال نباید از $F_yZ/(\alpha_sH)$ ستون کمتر باشد که در آن H ارتفاع طبقه و α_s برابر 1.0 در روش LRFD و برابر 1.5 در روش ASD است:

۱- برای مهاربندها، مؤلفهٔ افقی مقاومت محوری موردنیاز اتصال عضو مهاربندی.

۲- برای ستون‌ها، کوچکترین دو مقدار $2R_yF_yZ/(\alpha_sH)$ و نیروی برشی محاسبه شده تحت اثر ترکیبات بارگذاری شامل زلزلهٔ تشدید یافته.

تبصره: در صورتی که اتصال ستون به کف ستون مفصلی باشد، در محاسبه مقاومت برشی مورد نیاز کف ستون، برش افقی متناظر با مهاربندها باید برابر مولفه افقی مقاومت مورد نیاز اتصال عضو مهاربندی و برش افقی متناظر با ستون برابر مقدار محاسبه شده از تحلیل سازه تحت اثر ترکیب بارگذاری شامل زلزله تشدید یافته در نظر گرفته شود ولی در هر حال برش افقی متناظر با ستون نباید از $F_yZ/(\alpha_sH)$ ستون کمتر باشد.

صفحه ۱۹۲ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

اتصالات در سیستم‌های باربر لرزه‌ای مختلط

اتصالات سیستم‌های باربر لرزه‌ای مختلط باید ضوابط زیر را تأمین نمایند

الف) انتقال نیرو بین بخش فولادی و بتن آرمه از طریق چسبندگی بین فولاد و بتن مجاز نبوده و باید از طریق یکی از روش‌های زیر صورت گیرد:

۱- اتکای مستقیم بین بخش‌های مختلف

۲- اتصال برشی بین بخش‌های مختلف

۳- برش اصطکاک

۴- ترکیبی از سه روش فوق به شرط آنکه همسازی کافی بین مکانیزم‌های مختلف برقرار باشد.

ب) مقاومت اتکایی و برش اصطکاک باید براساس ضوابط مبحث نهم مقررات ملی ساختمان تعیین شود. برای سیستم‌های قاب خمشی مختلط ویژه، قاب مهاربندی شدهٔ همگرای مختلط ویژه، قاب مهاربندی شدهٔ واگرای مختلط و دیوار برشی مختلط ویژه، مقاومت اتکایی اسمی و برش اصطکاک باید ۲۵ درصد کاهش داده شود.

پ) در محل اتصال تیرهای فولادی به ستون‌ها یا دیوارهای بتن آرمه، تعبیهٔ سخت کننده‌های عرضی در بین دو بال تیر الزامی است.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

ت) در ستون‌های مختلط محاط در بتن، مقاومت برشی اسمی چشمهٔ اتصال باید براساس مجموع مقاومت برشی اسمی ورق فولادی و مقاومت برشی اسمی بتن محصورشده تعیین شود.

ث) در بخش بتن آرمه در محل اتصالات جهت تحمل کل نیروهای کششی باید از میلگردهای محصورشده با میلگردهای عرضی، استفاده شود. کلیهٔ میلگردها باید مطابق مبحث نهم مقررات ملی ساختمان دارای طول گیرایی کافی باشند.

ج) در اتصالات دیافراگم‌های کف، میلگردهای دیافراگم باید قادر به تحمل کلیهٔ نیروهای کششی درون صفحه‌ای در کلیهٔ مقاطع بحرانی کف شامل اتصال دیافراگم به اعضای جمع کننده، ستون‌ها، مهاربندها و دیوارها باشند.

چ) در ناحیهٔ اتصال بین تیر فولادی یا مختلط و ستون بتن آرمه یا مختلط محاط در بتن، باید از میلگردهای عرضی بسته (دورگیر) استفاده شود.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

الزامات همسازی اعضای غیر باربر لرزه‌ای

در ساختمان‌هایی که در آنها بخشی از اعضا و اتصالات جزئی از سیستم باربر لرزه‌ای نیستند، اما از طریق دیافراگم‌های کف با سیستم باربر لرزه‌ای مرتبط هستند، اعضا و اتصالات غیر باربر لرزه‌ای باید بتوانند بارهای ثقلی و آثار P-Δ ناشی از آنها در حضور تغییرمکان جانبی نسبی غیرخطی طرح را تحمل نمایند. درصورتیکه در این بخش از ساختمان اتصالات تیرها به ستون‌ها مفصلی باشد، رعایت ضابطهٔ دیگری غیر از آنچه در فصل ۱۰-۲ این مبحث آمده است، الزامی نیست. اما چنانچه اتصالات تیرها به ستونها گیردار باشند، این اتصالات باید الزامات مربوط به قاب‌های خمشی معمولی را تأمین نمایند.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

ناحیهٔ حفاظت شدهٔ اعضا (الزامات عمومی)

ناحیهٔ حفاظت شده در یک عضو از سازه که شامل ناحیهٔ شکل‌پذیر و نواحی مجاور آن است، به ناحیه‌ای از عضو اطلاق می‌شود که انتظار میرود در این ناحیه تغییرشکل‌های فرا ارتجاعی ایجاد شود. نظر به اهمیت ناحیهٔ حفاظت شده و رفتار حساس آن در حرکات رفت و برگشتی سازه، این ناحیه باید عاری از هرگونه عملیاتی باشد که موجب مخدوش شدن عملکرد شکل‌پذیر عضو در این ناحیه می‌شود. در هر یک از سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای، موقعیت و طول ناحیهٔ حفاظت شده باید مطابق بخش‌های بعدی فصل ضوابط لرزه‌ای تعیین شود. همچنین به منظور جلوگیری از مخدوش شدن عملکرد شکل‌پذیر عضو، در ناحیهٔ حفاظت شدهٔ اعضا باید الزامات عمومی زیر نیز رعایت شود:

الف) در ناحیهٔ حفاظت شدهٔ اعضای سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای متوسط و ویژه، به کار بردن وصلهٔ مستقیم یا غیرمستقیم جوشی یا پیچی نیمرخ‌ها یا ورق‌های تشکیل دهندهٔ عضو ممنوع است.

ب) هرگونه ناپیوستگی ناشی از عملیات اجرائی اضافی در ساخت و نصب مانند سوراخکاری جوش‌های موضعی، تخلیهٔ جوش، وسایل کمکی برای نصب، ناصافی‌های ناشی از برش‌های حرارتی در ناحیهٔ حفاظت شدهٔ اعضا ممنوع بوده و در صورت وجود باید به نحو مناسبی برطرف شده و تعمیر گردد.

پ) در ناحیهٔ حفاظت شده به‌کارگیری گلمیخ‌های فولادی یا هر نوع برشگیر فولادی در بال تیرها ممنوع است، مگر آنکه در اتصالات پیش تأییدشده مجاز دانسته شده باشد.

ت) خال‌جوش کردن عرشهٔ فولادی تیرهای مختلط در ناحیهٔ حفاظت شده درصورتیکه در این ناحیه بال تیر را دچار آسیب ننماید، مجاز است.

ث) به‌کارگیری هرگونه اتصال جوشی یا پیچی برای اتصالات اجزای نما، دیوارهای داخلی و خارجی، تیرهای نعل‌درگاهی، تیرهای فرعی سقف، نگهدارنده‌های تأسیساتی در محدودهٔ شکل‌پذیر ناحیهٔ حفاظت شدهٔ اعضای سیستم باربر جانبی لرزه‌ای ممنوع است

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

سازگاری اعضای سازه‌ای پایین و بالای تراز پایه

ستون‌ها و دیوارهای برشی و مهاربندهایی که برای انتقال نیروهای ناشی از زلزله از تراز پایه تا روی شالوده ادامه می‌یابند، به لحاظ کمانش موضعی بال‌ها و جان یا جان‌های مقاطع، اتصال اجزای مقاطع به یکدیگر و جزئیات‌بندی وصله باید سازگار با سیستم مقاوم لرزه‌ای بالای تراز پایه باشند.

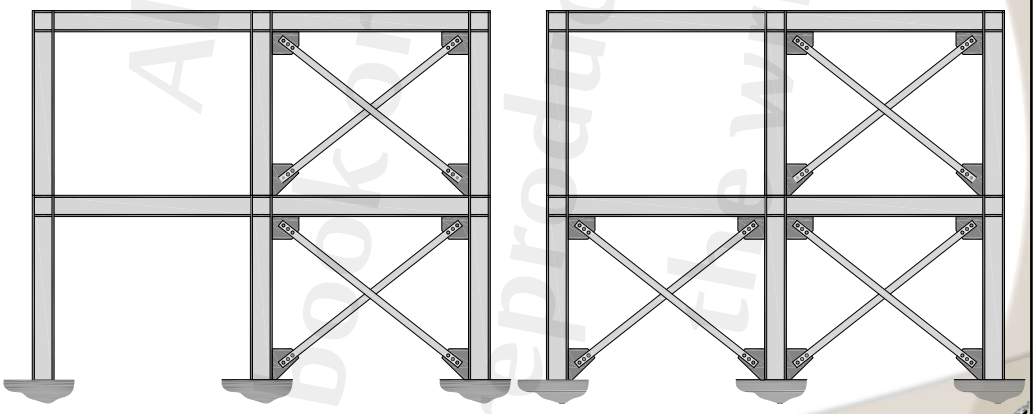
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

کنترل ضریب نامعینی سازه فولادی

کدامیک از سازه‌ها، رفتار بهتری در حین زلزله دارند؟

قاب فولادی مفصلی



All Brace: 2UNP140

All Brace: 2UNP100

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

ویرایش چهارم ۲۸۰۰:

در سازه های با ارتفاع بیش از ۳ طبقه یا ۱۰ متر، برش پایه در هر یک از امتدادهای سازه باید در ضریب نامعینی ρ ضرب شود. این ضریب برابر ۱/۲ است مگر آنکه شرایط زیر اقناع شوند:

۱- ساختمان منظم در پلان بوده و در طبقاتی که نیروی برشی بیش از ۳۵٪ نیروی برشی پایه ساختمان در آنها ایجاد می‌شود، دارای حداقل دو دهانه مقاوم در برابر بارهای جانبی در هر طرف مرکز جرم ساختمان و در هر امتداد اصلی ساختمان باشند. در سیستم دارای دیوار برشی تعداد دهانه‌ها از تقسیم طول دیوار بر ارتفاع طبقه بدست می‌آید.

۲- در سایر ساختمان ها، در طبقاتی که میزان برش در آنها بیش از ۳۵٪ نیروی برشی پایه ایجاد شود چنانچه حذف جزئی از سیستم مقاوم جانبی مطابق جدول اسلاید بعد، موجب کاهش مقاومت طبقه به میزان بیش از ۳۳٪ نشود و در طبقه نامنظمی شدید پیچش ایجاد نگردد.

کنترل این بند خیلی راحت بوده و ابتدا این مورد را بررسی می‌کنیم.

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

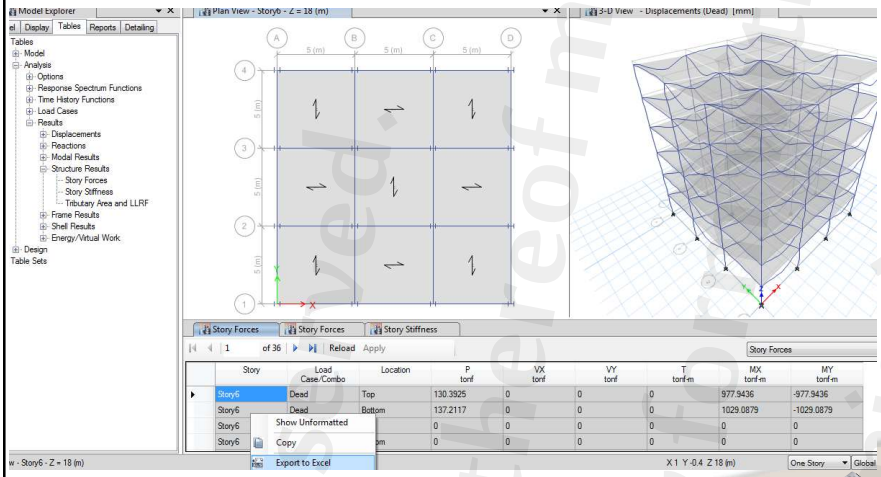
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

نوع سیستم مقاوم جانبی	ضوابط
قاب ساده مهاربندی شده	حذف یک مهاربند با اتصال آن منجر به از دست رفتن بیش از ۳۳٪ مقاومت برشی طبقه نشود و ضمناً باعث ایجاد نامنظمی شدید پیچشی در پلان نشود.
قاب خمشی	از دست رفتن مقاومت خمشی در اتصالات دو انتهای یک تیر منجر به از دست رفتن بیش از ۳۳٪ مقاومت برشی طبقه نشود و ضمناً باعث ایجاد نامنظمی شدید پیچشی در پلان نشود.
دیوار برشی یا دیوار برشی همبسته با نسبت ارتفاع به طول بیشتر از یک	حذف یک دیوار برشی منجر به از دست رفتن بیش از ۳۳٪ مقاومت برشی طبقه نشود و ضمناً باعث ایجاد نامنظمی شدید پیچشی در پلان نشود.

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

گام اساسی در تعیین ضریب نامعینی، تعیین طبقاتی است که برش در آنها از ۳۵٪ برش پایه فراتر رفته است. (در اکثر حالات اغلب طبقات به غیر از بام برش در آنها از ۳۵٪ برش پایه فراتر می‌رود.



صفحه ۲۰۱ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

همانطور که دیده می‌شود، تنها برش در آخرین طبقه از ۳۵٪ برش پایه کمتر است.

Story	Load Case/Combo	Location	P Tonf	V_X Tonf	V_i/V_b
Story6	Ex	Bottom	0	-34.5088	0.28
Story5	Ex	Bottom	0	-63.9989	0.52
Story4	Ex	Bottom	0	-87.591	0.71
Story3	Ex	Bottom	0	-105.285	0.86
Story2	Ex	Bottom	0	-117.0811	0.95
Story1	Ex	Bottom	0	-122.9791	1.00

صفحه ۲۰۲ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

یک روش راحت برای تعیین ضریب نامعینی سازه فولادی در نرم افزار ETABS یا SAP2000:

1. → $V_{\text{yield}} = \left(\frac{1}{(D/C)_{\max}}\right) V_{\text{base}}$

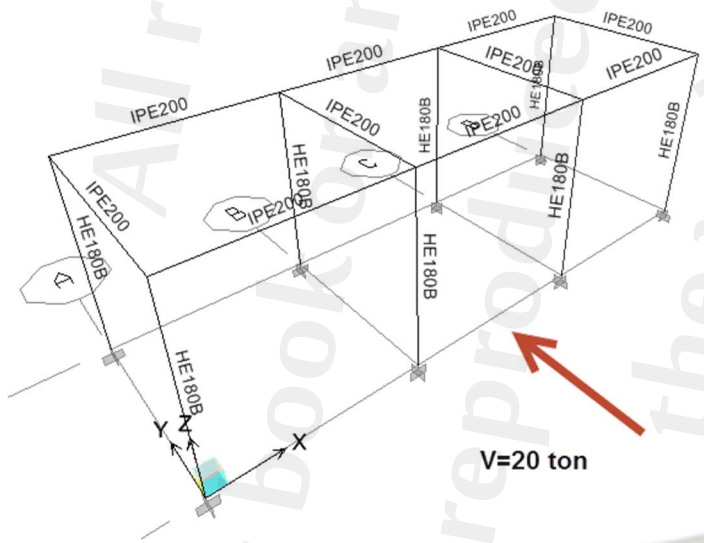
V_{base} = base shear from Equivalent Lateral Force (ELF) analysis

2. → Remove the Elements (Brace or Moment Frame)
3. → $V_{\text{yield, Removed}} = \left(\frac{1}{(D/C)_{\max}}\right) V_{\text{base}}$
4. → if $\frac{V_{\text{yield, Removed}}}{V_{\text{yield}}} < 33\%$ ⇒ $\rho = 1.0$

صفحه ۲۰۳ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

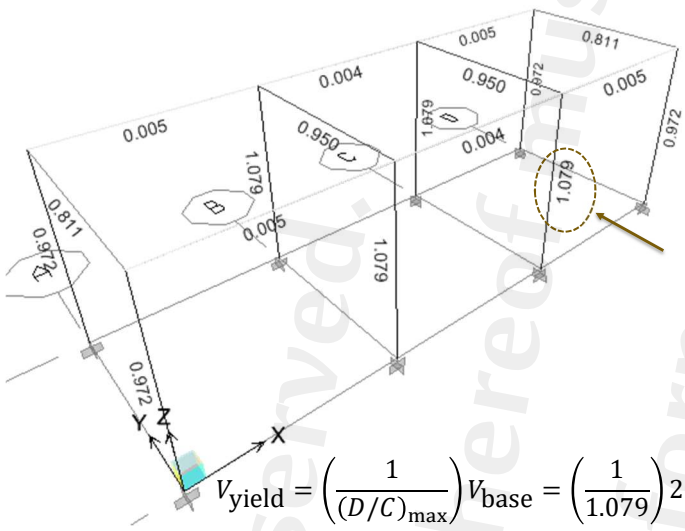
مثال)



صفحه ۲۰۴ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

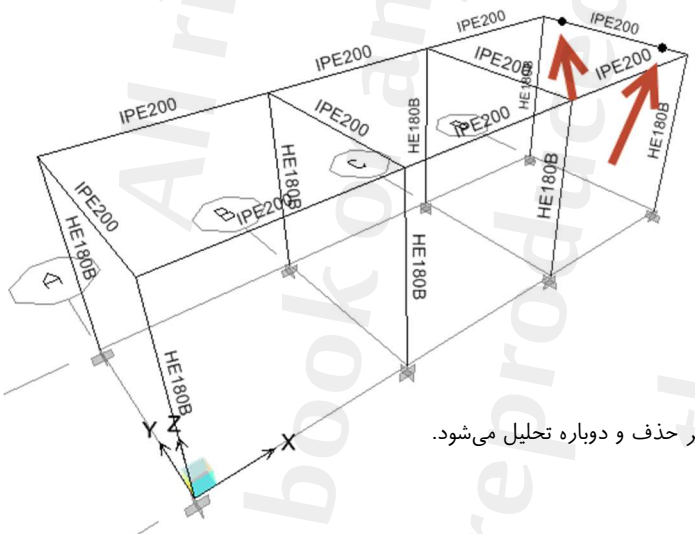
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



$$V_{\text{yield}} = \left(\frac{1}{(D/C)_{\max}}\right) V_{\text{base}} = \left(\frac{1}{1.079}\right) 20 = 18.53(\text{ ton})$$

صفحه ۲۰۵ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

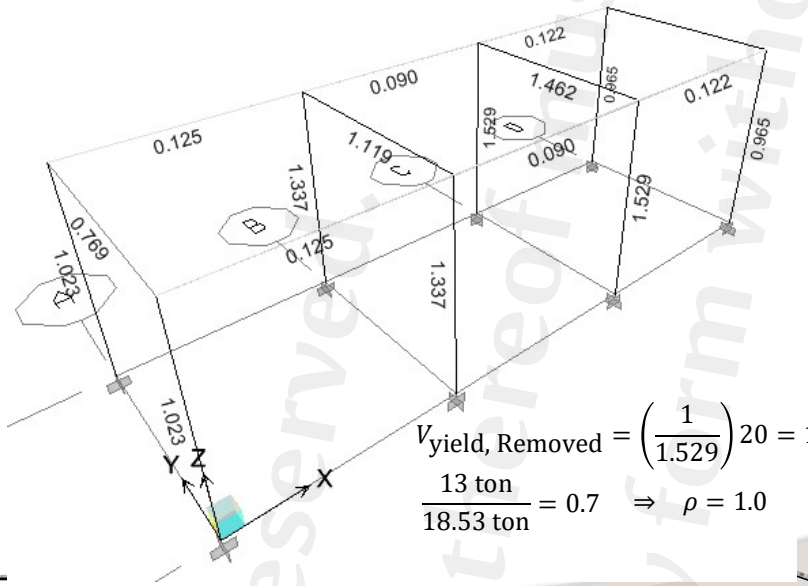


مقاومت خمشی یک تیر حذف و دوباره تحلیل می‌شود.

صفحه ۲۰۶ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



$$V_{\text{yield, Removed}} = \left(\frac{1}{1.529}\right) 20 = 13 \text{ ton}$$

$$\frac{13 \text{ ton}}{18.53 \text{ ton}} = 0.7 \quad \Rightarrow \quad \rho = 1.0$$

صفحه ۲۰۷ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

تنظیمات طراحی قاب فولادی

در اینجا ملاک را روش حالات حدی در نظر می‌گیریم.

در بند ۱۰-۲-۱-۵ مبحث دهم، روش‌های مختلفی جهت تحلیل سازه پیشنهاد شده است. در اینجا با توجه به اینکه روش مستقیم، بدون محدودیت خاصی است، از این روش استفاده شده است.

	Item	Value	
01	Design Code	AISC 360-16	آیین نامه طراحی
02	Multi-Response Case Design	Step-by-Step - All	
03	Framing Type	EBF	نوع قاب
04	Seismic Design Category	D	
05	Importance Factor	1	ضریب اهمیت
06	Design System Rho	1	
07	Design System Sds	0	شتاب طیفی در دوره تناوب کوتاه
08	Design System R	7	
09	Design System Omega0	2	اضافه مقاومت
10	Design System Cd	4	
11	Design Provision	LRFD	روش طراحی
12	Analysis Method	Direct Analysis	روش تحلیل
13	Second Order Method	General 2nd Order	تحلیل مرتبه دوم
14	Stiffness Reduction Method	Tau-b Variable	روش کاهش سختی
15	Add Notional load cases into seismic combos?	No	
16	Beta Factor	1.3	
17	BetaOmega Factor	1.6	
18	Phi(Bending)	0.9	

صفحه ۲۰۸ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

روش بررسی معافیت ستون محل تقاطع دو یا چند سیستم مقاوم برای اثرات متعامد زلزله

طبق بند ۳-۱-۴ (ب) استاندارد ۲۸۰۰، کلیه ستون‌هایی که در محل تقاطع دو و یا چند سیستم مقاوم باربر جانبی قرار دارند. در این موارد چنانچه بارمحوری ناشی از اثر زلزله در ستون، در هریک از دو امتداد مورد نظر، کمتر از ۲۰ درصد ظرفیت بار محوری ستون باشد، این ضابطه را می‌توان نادیده گرفت.

در موارد فوق امتداد نیروی زلزله باید با زاویه مناسبی که حتی‌المقدور بیشترین اثر را ایجاد می‌کند، انتخاب شود و یا می‌توان صد در صد نیروی زلزله هر امتداد را با ۳۰ درصد نیروی زلزله در امتداد عمود بر آن را ترکیب کرد. در این موارد منظور کردن برون مرکزی اتفاقی، موضوع بند (۳-۳-۷) در امتدادی که ۳۰ درصد نیرو اعمال می‌شود، الزامی نیست.

گام ۱) ترکیب بارهای مطابق جدول زیر ایجاد شود:

ترکیب بارهای مربوط به تحلیل استاتیکی	$(0.6AI)D \pm \rho_x EX$
	$(0.6AI)D \pm \rho_y EY$
ترکیب بارهای مربوط به تحلیل دینامیکی	$(0.6AI)D \pm \rho_x SPX$
	$(0.6AI)D \pm \rho_y SPY$

مولفه قائم — مولفه افقی

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

گام۲) در تنظیمات طراحی قاب فولادی، (View/Revise Preferences) مطابق زیر، ضرایب تقلیل مقاومت، غیر از ضرایب مربوط به مقاومت فشاری و کشش، عدد بسیار بزرگی نظیر 9×10^{20} معرفی شود. در این بررسی گزینه های طراحی لرزه‌ای (گزینه ردیف ۲۵ و۲۶) را غیرفعال کنید.

	Item	Value
16	Beta Factor	1.3
17	BetaOmega Factor	1.6
18	Phi(Bending)	9E20
19	Phi(Compression)	0.9
20	Phi(Tension-Yielding)	0.9
21	Phi(Tension-Fracture)	0.75
22	Phi(Shear)	9E20
23	Phi(Shear-Short Webed Rolled I)	9E20
24	Phi(Torsion)	9E20
25	Ignore Seismic Code?	Yes
▸ 26	Ignore Special Seismic Load?	Yes

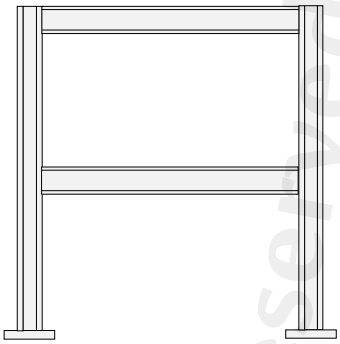
گام۳) در تنظیمات ترکیب بارهای طراحی و در پنجره Select Design Combo، ترکیب بارهای ایجاد شده در گام اول را فعال و سایر ترکیب بارها را غیرفعال نمایید. کلیه ستون‌های محل تقاطع دو یا چند سیستم باربر جانبی انتخاب و دستور طراحی اجرا شود. ستون‌هایی که CDR آنها کمتر از 0.2 باشد، از ضابطه ۱۰۰-۳۰ معاف هستند. لیکن ستون‌هایی که DCR آنها بیشتر از 0.2 است، مشمول طراحی تحت ضابطه ۱۰۰-۳۰ خواهند بود.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

فصل دوم

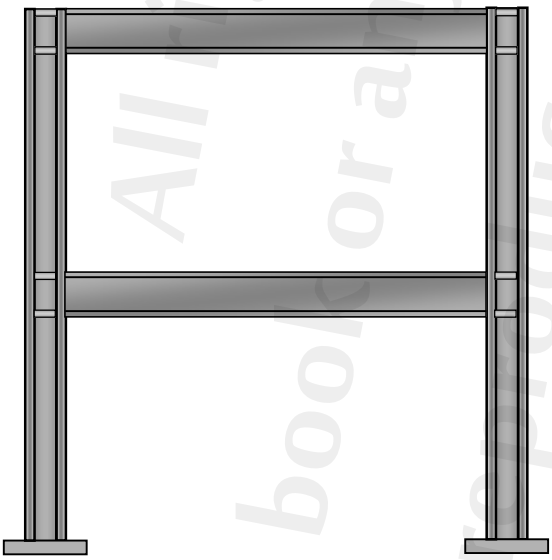
طراحی قاب‌های خمشی



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مقدمه



سیستم باربری است که باربری جانبی آن، توسط رفتار طره‌ای و برشی قاب و عملکرد برشی چشمه اتصال تأمین می‌گردد. در رفتار طره‌ای، قاب مانند یک طره قائم عمل می‌کند و خمش حاصل از بار جانبی را به طور عمده، توسط کوتاه شدگی ستون‌های تحت فشار و افزایش طول ستون‌های تحت کشش، تحمل می‌نماید.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

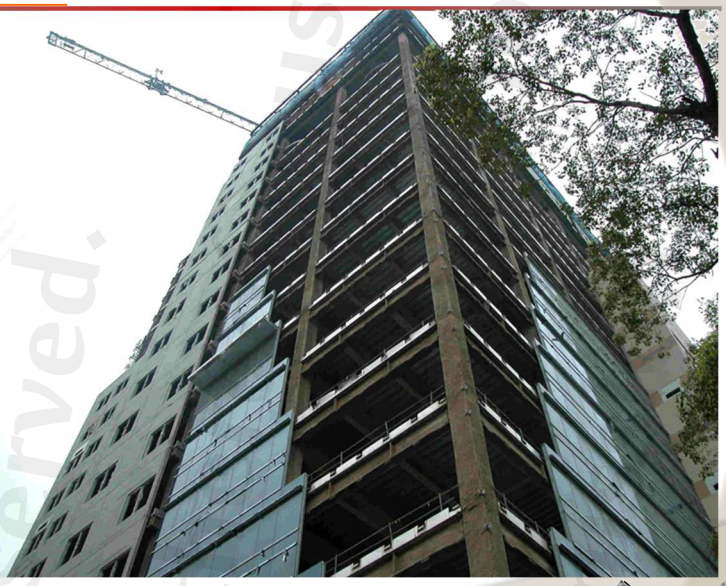
مزایا:

شکل‌پذیری بالا

آزادی معماری

معایت:

سختی ارتجاعی پایین



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

قاب‌های خمشی فولادی

- Ordinary Moment Frames (OMF)
  - قاب های خمشی با شکل‌پذیر معمولی (Ordinary Moment Frames (OMF))
  - R=3.5
- Intermediate Moment Frames (IMF)
  - قاب های خمشی با شکل‌پذیر متوسط (Intermediate Moment Frames (IMF))
  - R=5
- Special Moment Frames (SMF)
  - قاب های خمشی با شکل‌پذیر ویژه (Special Moment Frames (SMF))
  - R=7.5

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

ملاحظات کلی:

قاب خمشی معمولی: طبق ۲۸۰۰، برای ساختمان با اهمیت زیاد و خیلی زیاد در تمام مناطق لرزه خیز و برای ساختمان با اهمیت متوسط در منطقه ۱ و۲ مجاز نیست. برای ساختمان با اهمیت متوسط در مناطق با لرزه خیزی ۳ و ۴ به ۱۵ متر باید محدود گردد.

قاب خمشی متوسط: طبق ۲۸۰۰ ارتفاع آن به حداکثر ۵۰ متر محدود می‌شود.

قاب خمشی ویژه: طبق ۲۸۰۰ ارتفاع آن به حداکثر ۲۰۰ متر محدود می‌شود.

از قاب خمشی ویژه استفاده کنیم یا متوسط؟

محدودیت‌های ارتفاعی

محدودیت‌های فشردگی

محدودیت‌های طول مهار جانبی

اتصالات

کنترل قوی بودن ستون نسبت به تیر در ویژه

$$\frac{C_{SMF}}{C_{IMF}} = \frac{\frac{ABI}{7.5}}{\frac{ABI}{5}} = 0.66 \quad (34\% \downarrow)$$

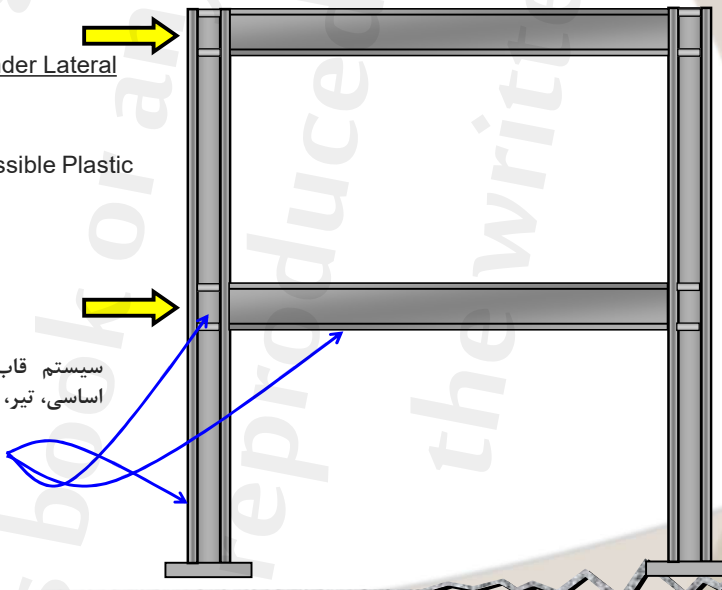
$$\frac{C_{d(SMF)}}{C_{d(IMF)}} = \frac{5.5}{4} = 1.37 \quad (37\% \uparrow)$$

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

Behavior of an MRF Under Lateral Load:

Internal Forces and Possible Plastic Hinge Locations



سیستم قاب خمشی دارای سه عنصر اساسی، تیر، ستون و چشمه اتصال است.

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

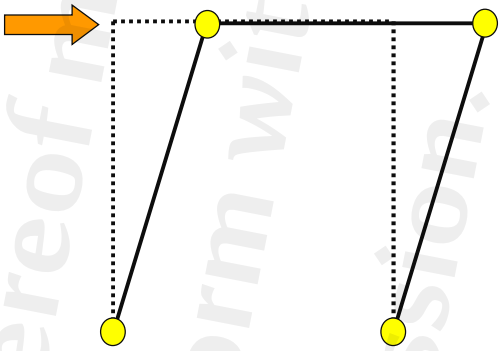
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

روند طراحی شکل پذیر یک قاب خمشی:

۱- انتخاب المان‌های قاب که به عنوان فیوز سازه‌ای بایستی در حین زلزله تسلیم شده و انرژی ورودی را مستهلک نمایند.

۲- جزئیات‌بندی ناحیه فیوز قاب که قادر به تحمل دوران های زیاد باشد.

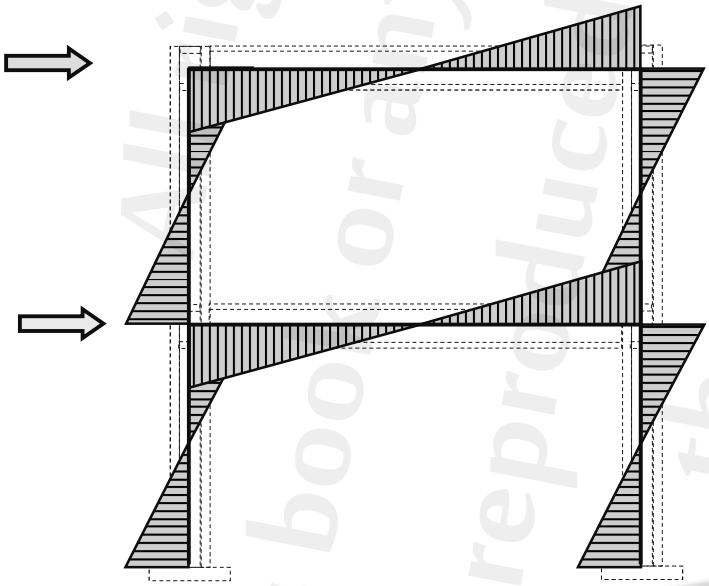
۳- طراحی بقیه اجزای قاب بطوری که اندکی قوی‌تر از فیوز طراحی شوند.



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

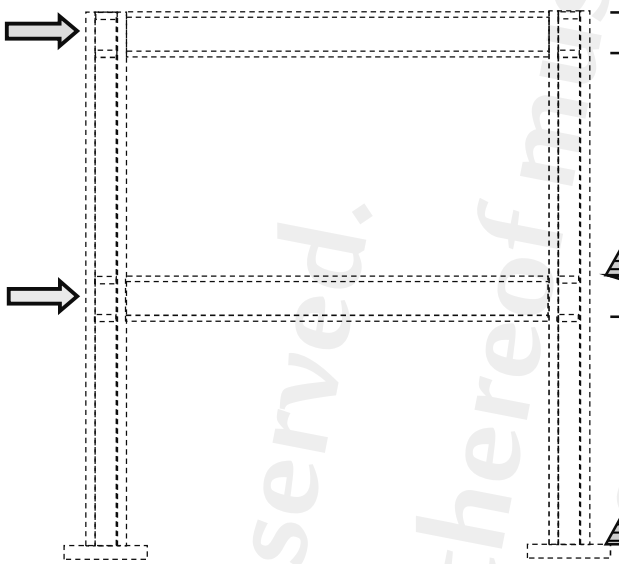
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

دیاگرام لنگر خمشی قاب تحت بارهای جانبی



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

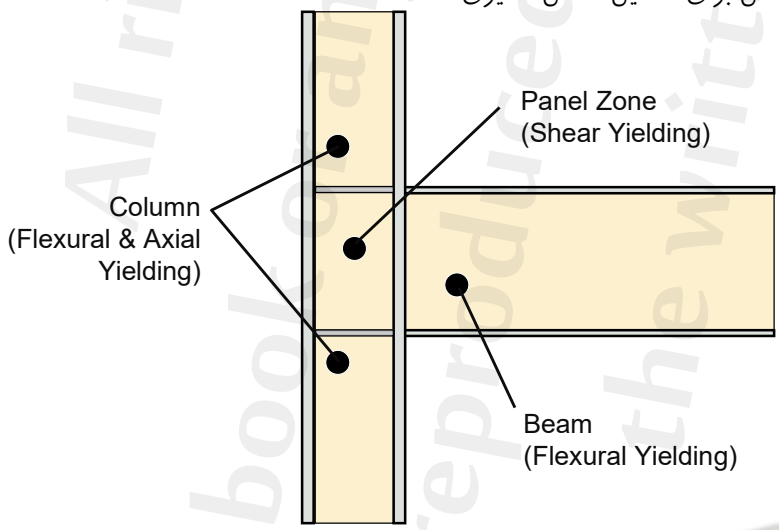
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



صفحه ۲۱۹ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مکان‌های محتمل برای تشکیل مفصل خمیری

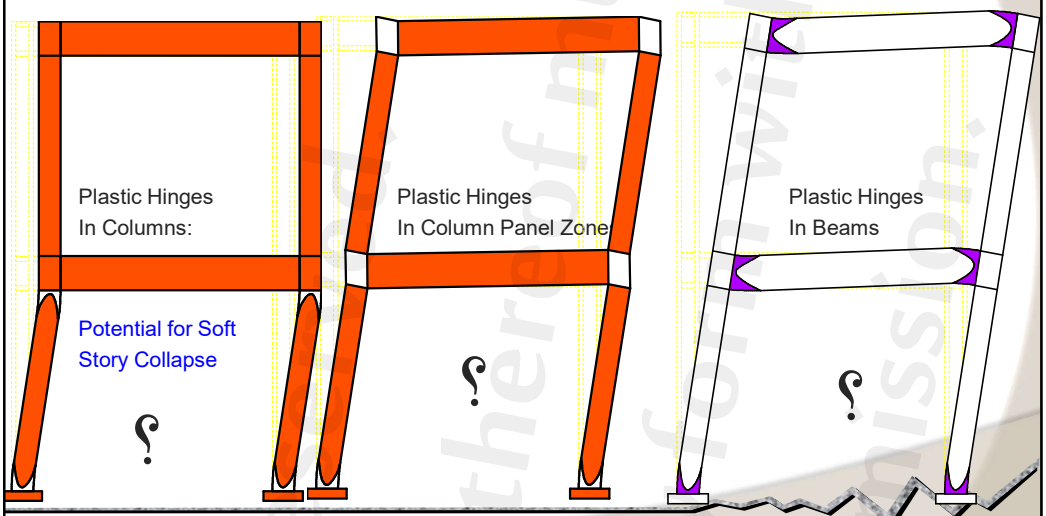


صفحه ۲۲۰ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مفصل‌های خمیری در تیرها (راست) مفصل خمیری در ستون‌ها (چپ) مفصل خمیری در چشمه اتصال (وسط)

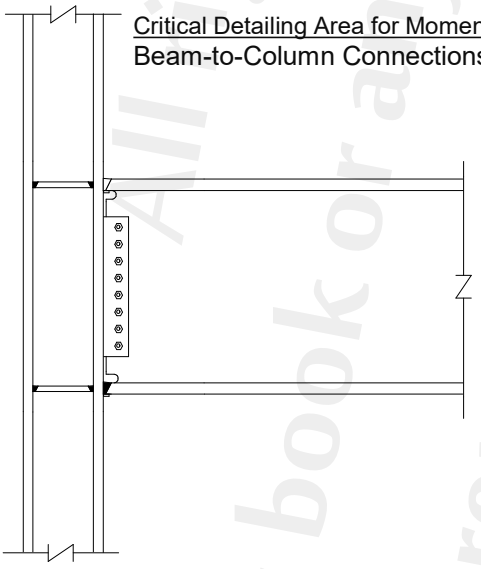


صفحه ۲۲۱ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

اتصالات گیردار قبل از زلزله نورثریج

Critical Detailing Area for Moment Resisting Frames:
Beam-to-Column Connections



بحرانی ترین ناحیه یک قاب خمشی، منطقه اتصال تیر به ستون میباشد که از حساسیت زیادی برخوردار است.

تیر بایستی بدون ایجاد خسارت در اتصال تیر به ستون جاری شود. بنابراین نیاز لرزه‌ای بالایی را بایستی به این ناحیه کوچک وارد کند.

صفحه ۲۲۲ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

تا قبل از زلزله ۱۹۹۴ نورثریج و قبل از اینکه شکست‌های پیش بینی نشده‌ای در اتصالات کشف شود بسیاری از مهندسان به اشتباه این سازه‌های فولادی را ضد زلزله و جزو بهترین سیستم‌های سازه‌ای درنظر می‌گرفتند.

شکل روبرو دتایل رایج اتصال تیر به ستون (اتصال مستقیم جوش شده بال و پیچی جان تیر) برای قاب‌های خمشی قبل از زلزله نورثریج (۱۹۷۰ تا ۱۹۹۴) را نشان می‌دهد. لیکن تعداد زیادی از قاب‌های خمشی که در آنها از این اتصال استفاده شده بود دچار شکست‌های زیادی شدند.

صفحه ۲۲۳ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

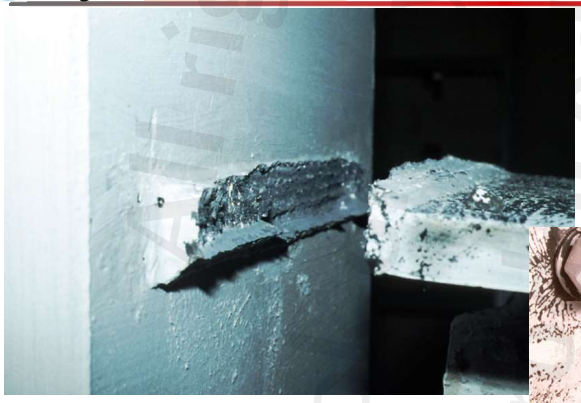
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

صفحه ۲۲۴ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

صفحه ۲۲۵ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



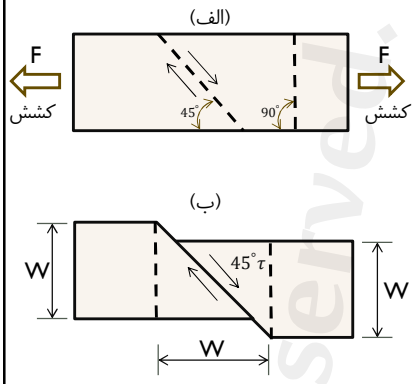
یکی از خرابی های متداول در اتصالات گیردار، مربوط به خرابی در جوش بال پایین است که علت آن یکی عملکرد مختلط دال بالای تیر و دوم سختی جوشکاری بال پایین نسبت به بال بالا است.

صفحه ۲۲۶ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

علت ضعف اتصالات گیردار با جوش مستقیم

* رفتار شکل پذیر ورق‌های فولادی با ضخیم شدن کاهش می‌یابد
* اولین نوع این خرابی‌ها در حین جنگ جهانی دوم مشاهده شد که برخی از کشتی‌ها دچار خرابی‌های فجیعی شدند.
* میدانیم که تسلیم هنگامی رخ میدهد که لغزش صفحات اتفاق بیفتد. این لغزش صفحات با زاویه ۴۵ درجه رخ می‌دهند.

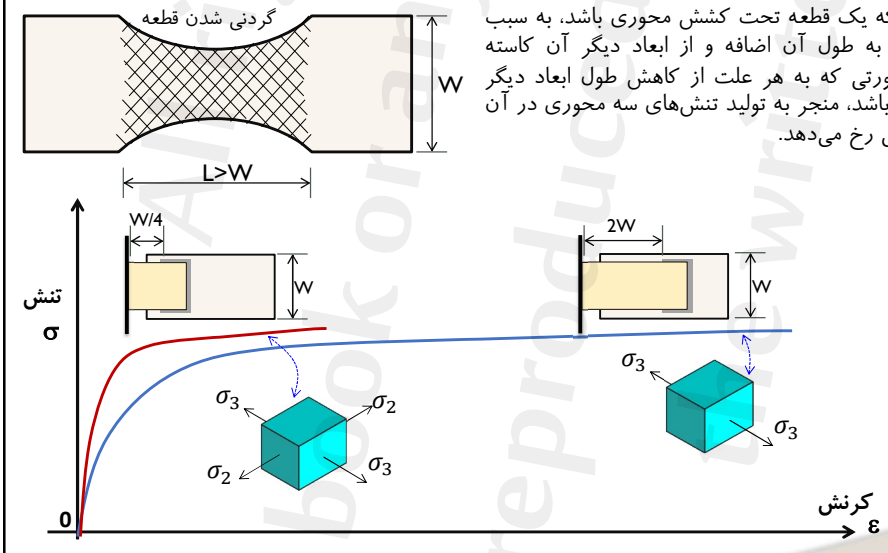


* بنابراین بایستی فضای کافی برای لغزش این صفحات وجود داشته باشد. در شکل روبرو وقتی که تنش کششی به حد تسلیم برسد همانند شکل (ب) لغزش رخ داده و اولین تسلیم رخ میدهد.
* به همین ترتیب لغزش در هزاران صفحه دیگر رخ داده و قطعه شکل پذیری خوبی از خود نشان می‌دهد

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

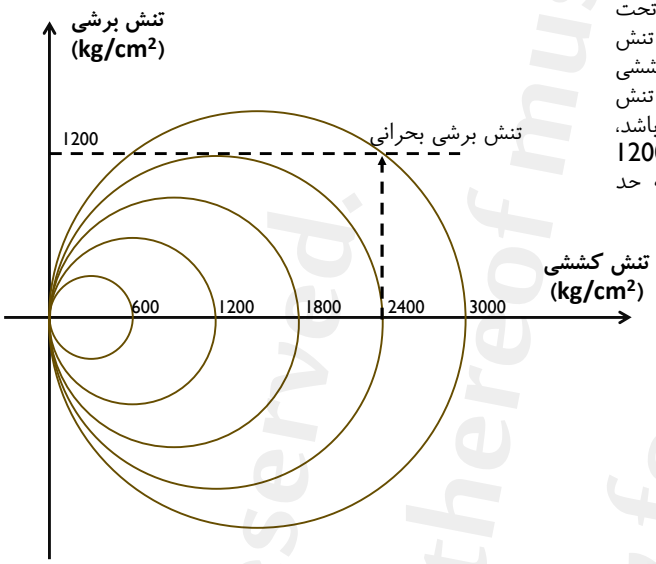
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

* در صورتی که یک قطعه تحت کشش محوری باشد، به سبب نسبت پواسون به طول آن اضافه و از ابعاد دیگر آن کاسته می‌شود. در صورتی که به هر علت از کاهش طول ابعاد دیگر جلوگیری شده باشد، منجر به تولید تنش‌های سه محوری در آن شده و تردشکنی رخ می‌دهد.



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



* در نمودار مور نشان داده شده که تحت تنش‌های کششی متعددی قرار دارد، تنش برشی متناظر برابر نصف تنش کششی است. در صورتی که در شکل روبرو تنش حد تسلیم برابر 2400 kg/cm² باشد، تنش تسلیم برشی آن 1200 kg/cm² است که با رسیدن تنش کششی به حد تسلیم مقطع جاری می‌شود.

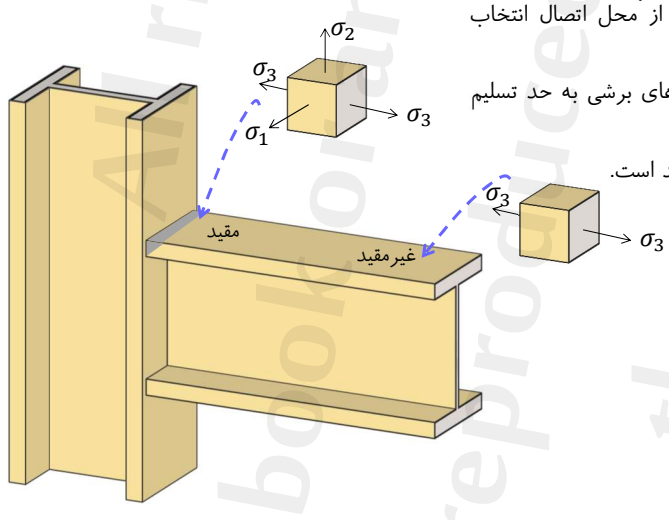
صفحه ۲۲۹ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

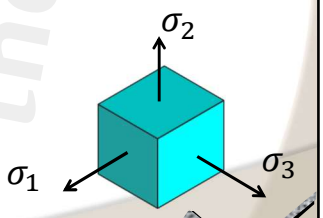
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

* اتصال گیردار روبرو را در نظر بگیرید. دو المان A و B به ترتیب در محل اتصال و دور از محل اتصال انتخاب شده‌اند.

* برای تسلیم شدن بایستی تنش‌های برشی به حد تسلیم برسند.

* المان A بصورت مقید و B نامقید است.





صفحه ۲۳۰ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

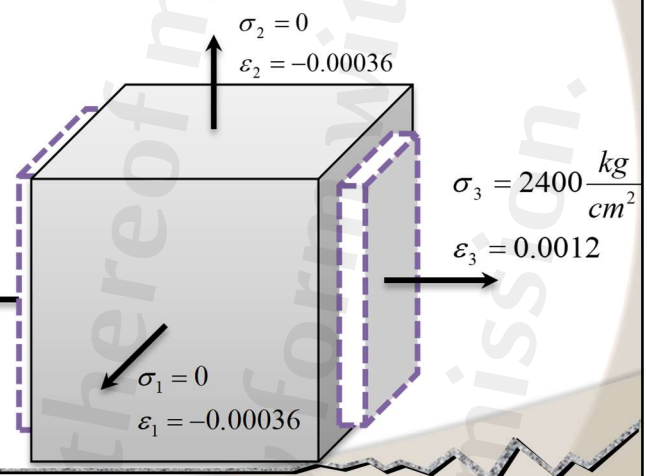
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

با استفاده از قانون تعمیم یافته هوک:

$$\varepsilon_1 = \frac{1}{E}\left(\sigma_1 - \mu(\sigma_2 + \sigma_3)\right)$$
$$\varepsilon_2 = \frac{1}{E}\left(\sigma_2 - \mu(\sigma_1 + \sigma_3)\right)$$
$$\varepsilon_3 = \frac{1}{E}\left(\sigma_3 - \mu(\sigma_1 + \sigma_2)\right)$$
$$\sigma_1 = \frac{E(\mu\varepsilon_3 + \mu\varepsilon_2 + (1-\mu)\varepsilon_1)}{(1+\mu)(1-2\mu)}$$
$$\sigma_2 = \frac{E(\mu\varepsilon_3 + (1-\mu)\varepsilon_2 + \mu\varepsilon_1)}{(1+\mu)(1-2\mu)}$$
$$\sigma_3 = \frac{E\left((1-\mu)\varepsilon_3 + \mu\varepsilon_2 + \mu\varepsilon_1\right)}{(1+\mu)(1-2\mu)}$$

$$\mu = 0.3, E = 2\times 10^6 \frac{kg}{cm^2}$$

با فرض تنش تسلیم برابر ۲۴۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع برای المان B مقادیر تنشها و کرنش‌ها بصورت شکل زیر است.

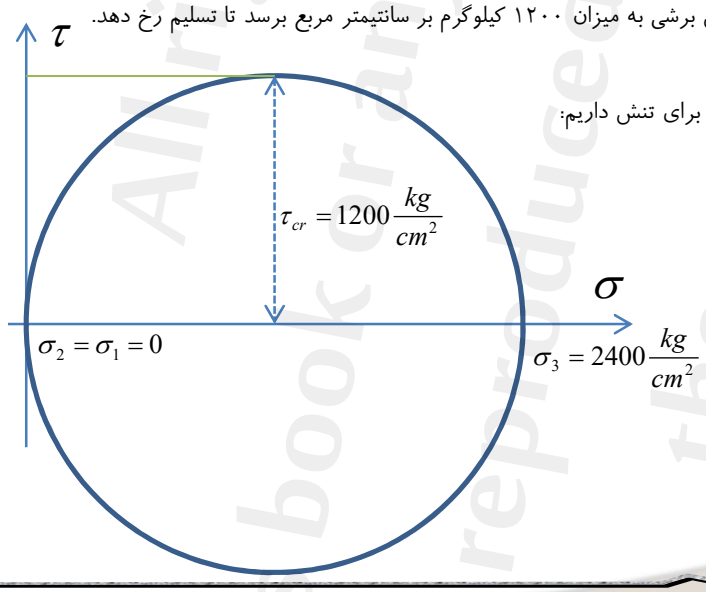


 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

پس در حالت تسلیم بایستی تنش برشی به میزان ۱۲۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع برسد تا تسلیم رخ دهد.

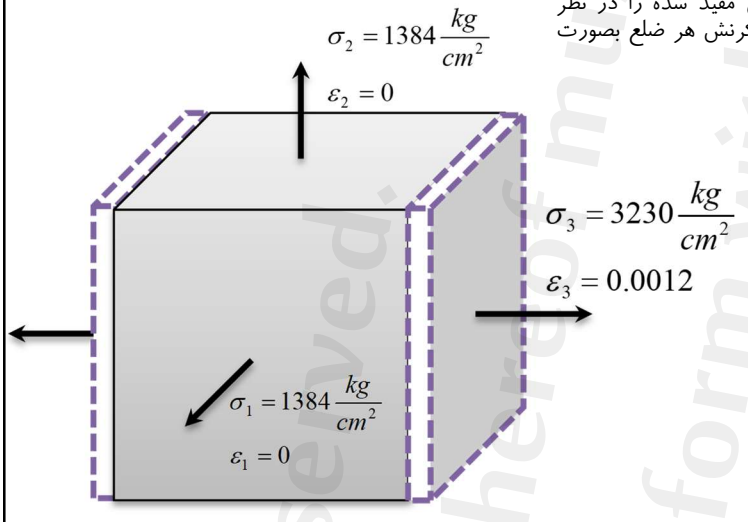
با نوشتن قانون تعمیم یافته هوک برای تنش داریم:



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

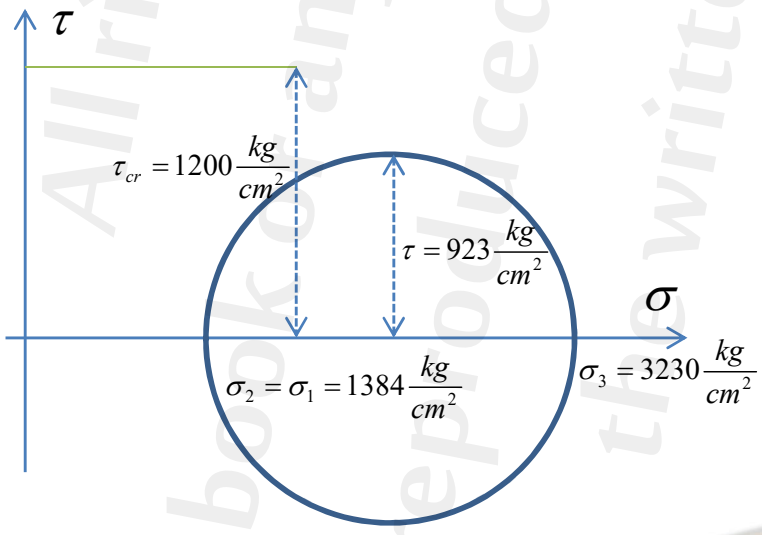
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

حال المان A که توسط جوش مقید شده را در نظر بگیرید. در این حالت تنش و کرنش هر ضلع بصورت روبرو است.



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

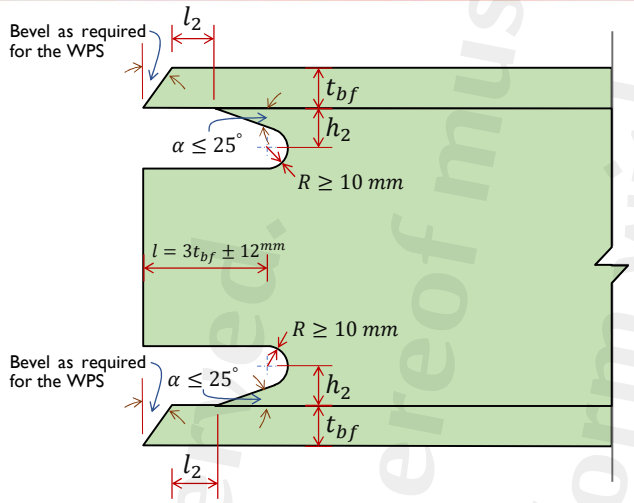
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



$$[\max(t_{bf}, 12\ mm) - 0.25t_{bf}] \leq l_2 \leq [\max(t_{bf}, 12\ mm) + 0.5t_{bf}]$$

$$\max(0.75t_{bf}, 20\ mm) \leq h_2 \leq t_{bf} + 6\ mm$$

صفحه ۲۳۵ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

راهکارهای جدید برای بهبود رفتار اتصالات گیردار

صفحه ۲۳۶ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

الزامات لرزه‌ای قاب‌های خمشی معمولی (OMF)

قابهای خمشی معمولی (OMF) به قاب‌هایی اطلاق می‌شوند که از آنها انتظار تغییرشکل‌های فراارتجاعی حداقلی در برابر نیروی جانبی زلزله می‌رود و به این علت برای طراحی اعضا و اتصالات آنها مقررات تکمیلی حداقلی در نظر گرفته شده است. در طراحی اعضا و اتصالات این نوع قاب‌ها، چنانچه بخشی از سیستم باربر لرزه‌ای سازه باشند، علاوه بر الزامات متعارف فصل‌های ۱۰-۱ و ۱۰-۲ و نیز الزامات لرزه‌ای عمومی بخش ۱۰-۳-۲ باید الزامات تکمیلی بند ۱۰-۳-۳-۱ نیز رعایت شود.

الزامات تحلیل

در تحلیل این نوع قاب‌های خمشی رعایت ضابطهٔ اضافی، الزامی نیست.

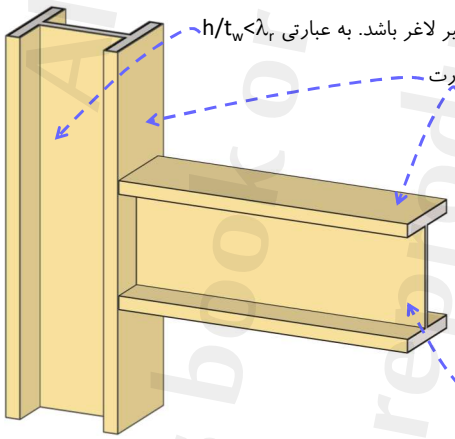
صفحه ۲۳۷ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

محدودیت تیرها و ستون‌ها

در قاب‌های خمشی معمولی تیرها و ستون‌ها باید دارای شرایط زیر باشند:

الف) بال‌های تیرها و ستون‌ها باید مطابق ضوابط بخش ۱۰-۲-۲ این مبحث، فشرده بوده و جان آنها غیر لاغر باشد.



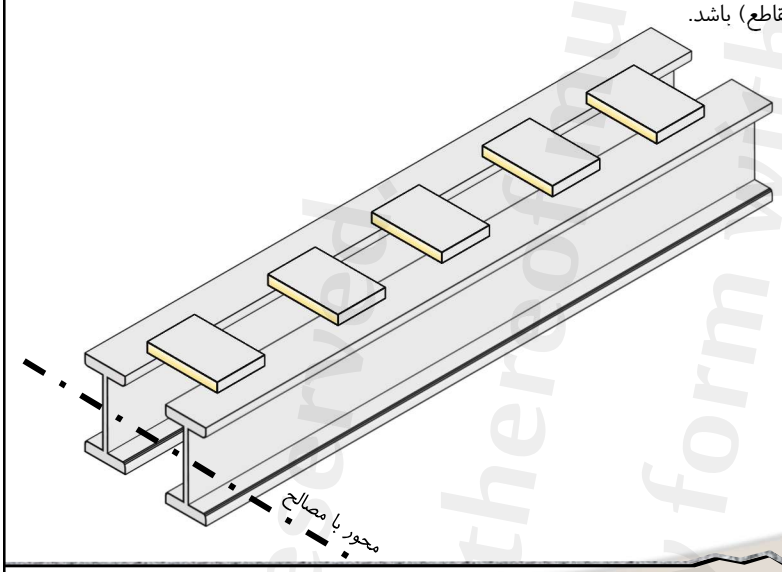
آیا برنامه ETABS کنترل خاصی برای فشردگی تیرها و ستون‌ها در قاب خمشی معمولی انجام می‌دهد؟

خیر برنامه برای قاب خمشی معمولی کنترل خاصی در این ارتباط انجام نمی‌دهد.

صفحه ۲۳۸ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

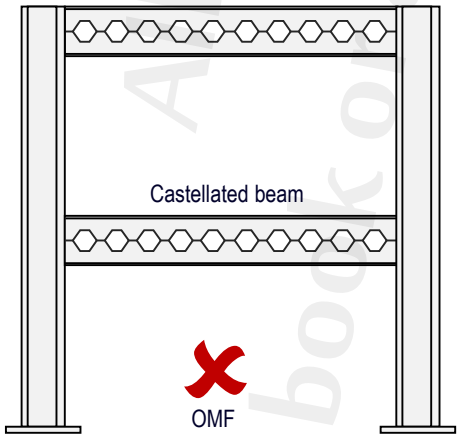
ب) استفاده از ستون‌های با مقطع متشکل از چند نیمرخ بست‌دار مجاز است، مشروط بر آنکه خمش در ستون حول محور با مصالح (عمود بر جان‌های مقاطع) باشد.



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

پ) استفاده از تیرهای با جان سوراخدار و با سوراخ‌های متوالی (لانه‌زنبوری) به‌عنوان اعضای باربر جانبی مجاز نیست. در صورت لزوم به ایجاد سوراخ در جان تیر، این سوراخ باید در یک‌سوم میانی طول دهانهٔ تیر قرار گیرد. اطراف سوراخ باید به نحوی تقویت شود که مقاومت برشی و خمشی تیر با احتساب آثار ناشی از خمش ثانویه به طور کامل فراهم گردد.



ت) در دو انتهای تیر در طولی برابر عمق تیر، ایجاد هرگونه تغییر در پهنای بال یا ضخامت بال مجاز نیست. در سایر نواحی تیر، تغییر تدریجی در پهنا یا ضخامت از ورق بزرگتر به ورق کوچکتر، باید با شیب حداکثر 1.0 به 2.5 صورت گیرد.

ث) در تیرهای این نوع قاب، ناحیه‌ای به عنوان حفاظت شده در نظر گرفته نمی‌شود.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مقاومت‌های موردنیاز و موجود تیر

الف) مقاومت برشی موردنیاز تیر (V_r) باید با استفاده از تعادل استاتیکی بارهای ثقلی (با ضرایب بار مربوطه) که با اثر برش ناشی از نیروی زلزلهٔ محدود به ظرفیت مؤلفهٔ خمش در دو انتهای تیر (V_{Ecl}) ترکیب می‌شوند، تعیین شود. با توجه به شکل زیر مقدار V_{Ecl} از رابطهٔ زیر تعیین می‌شود:

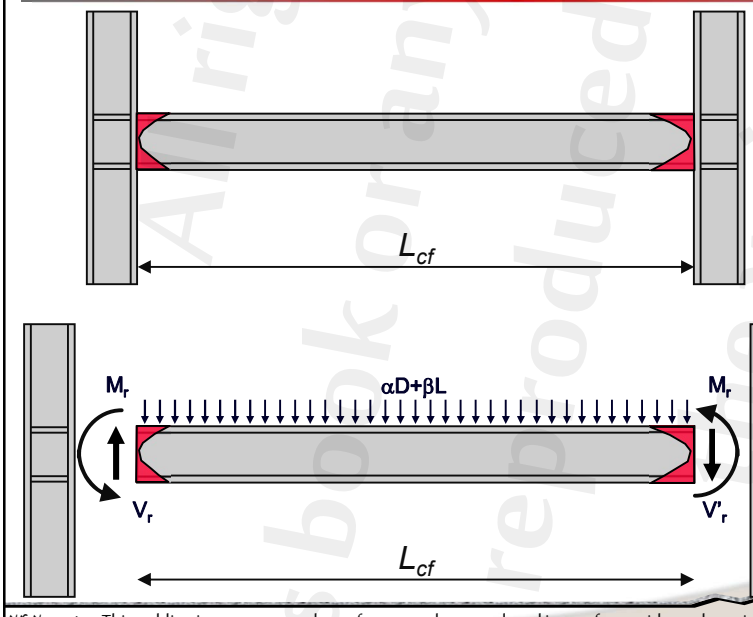
$$V_{ecl} = \frac{2(1.1R_yM_p)}{\alpha_s L_{cf}}$$

که در آن L_{cf} طول دهانهٔ آزاد تیر، R_y نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ مصالح تیر مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۲-۱، M_p لنگر پلاستیک مقطع تیر در محل اتصال تیر به ستون و α_s برابر ۱.۰ در روش LRFD و برابر ۱.۵ در روش ASD است.

تبصره: در کنترل کفایت مقطع تیرهای نوردشده برای تأمین مقاومت برشی موردنیاز، مقاومت برشی موجود آن را که براساس ضوابط بخش ۱۰-۲-۶ محاسبه می‌شود، می‌توان در R_y ضرب کرد.

صفحه ۲۴۱ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



صفحه ۲۴۲ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مثال) حداقل برش مورد نیاز تیر IPE300 در قاب خمشی معمولی بر حسب kN (در روش مقاومت مجاز) به کدام یک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ طول تیر ۵ متر از بارهای مرده و زنده روی تیر صرف نظر شود. F_y=240 MPa و $E=2\times10^5$ MPa

الف) 83

ب) 79

ج) 68

د) 53

$$V_{ecl}=\frac{2(1.1R_yM_p)}{\alpha_s L_{cf}}=\frac{2(1.1\times1.2\times628000\times240)}{1.5\times5000}=53\ kN$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

ب) درصورتیکه مقطع تیر در فاصلهٔ بین دو ستون ثابت باشد، مقاومت خمشی موردنیاز تیر صرفاً براساس ترکیبات بارگذاری متعارف تعیین می‌شود و نیازی به کنترل اضافی نیست. در غیر این صورت، علاوه بر آن محاسبات، مقاومت خمشی موردنیاز تیر در طول آن براساس لنگر پلاستیک مقطع تیر در محل اتصال تیر به ستون، با استفاده از تعادل استاتیکی بارهای ثقلی (با ضرایب بار مربوطه) که با اثر برش ناشی از نیروی زلزلهٔ محدود به ظرفیت به ترتیبی که در بند (الف) ذکر شد، ترکیب می‌شوند، تعیین می‌گردد. در این حالت در کنترل کفایت مقطع تیر برای تأمین مقاومت خمشی موردنیاز، مقاومت خمشی موجود تیر را که براساس ضوابط بخش ۱۰-۲-۵ این مبحث محاسبه می‌شود، می‌توان در R_y ضرب کرد.

پ) مقاومت محوری موردنیاز تیر (در صورت وجود) باید براساس ترکیبات بارگذاری متعارف تعیین شود.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

اتصال تیر به ستون

طبق بند ۱۰-۳-۳-۱-۴، در طراحی اتصالات تیر به ستون و نیز وصلهٔ تیرهای این نوع قاب‌های خمشی، محل تشکیل مفصل پلاستیک را می‌توان در محل اتصال تیر به ستون در نظر گرفت. جوش بال تیر یا ورق‌های روسری و زیرسری بال تیر به ستون باید به صورت شیاری با نفوذ کامل انجام شود. ضمناً این جوش، بحرانی لرزه‌ای قلمداد شده و باید ضوابط بند ۱۰-۳-۲-۱-۶-ب در مورد آن رعایت شود.

در قابهای خمشی معمولی مقاومت‌های موردنیاز اتصال تیر به ستون به شرح زیر تعیین می‌شود:

الف) مقاومت خمشی موردنیاز اتصال تیر به ستون باید از رابطهٔ زیر تعیین شود:

$$M_r = \frac{1.1 R_y M_p}{\alpha_s}$$

ب) مقاومت برشی موردنیاز (V_r) اتصال تیر به ستون باید با استفاده از تعادل استاتیکی بارهای ثقلی (با ضرایب بار مربوطه) که با اثر برش ناشی از نیروی زلزلهٔ محدود به ظرفیت مؤلفهٔ خمش در دو انتهای تیر (V_{Ecl}) ترکیب می‌شوند، تعیین شود. برای این منظور می‌توان از ضوابط بند ۱۰-۳-۳-۱-۳ (بند قبلی) استفاده نمود.

پ) مقاومت محوری موردنیاز تیر (در صورت وجود) باید براساس ترکیبات بارگذاری متعارف تعیین شود.

صفحه ۲۴۵ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مثال) حداقل مقاومت خمشی مورد نیاز اتصال تیر IPE300 به ستون در قاب خمشی معمولی بر حسب kN.m (در روش مقاومت مجاز) به کدام یک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ F_y=240 MPa و E=2×10^5 MPa (مهر ۹۶)

الف) ۱۳۲

ب) ۱۵۰

ج) ۱۸۰

د) ۲۰۰

$$M_r = \frac{1.1 R_y M_p}{\alpha_s} = \frac{1.1 \times 1.2 \times 628000 \times 240}{1.5} = 132\ kN.m$$

صفحه ۲۴۶ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

برش چشمه اتصال

چشمهٔ اتصال در برابر برش باید الزامات بند ۱۰-۲-۹-۱۰ را اقناع نماید که در آن مقاومت برشی موردنیاز این چشمه می‌تواند براساس لنگر خمشی انتهای تیر تحت اثر ترکیبات بارگذاری متعارف تعیین شود.

ورق‌های پیوستگی

در خصوص ورق‌های پیوستگی (سخت کننده‌های عرضی) در مقابل بال‌های تیر یا ورق‌های پوششی اتصال بال بالایی و پایینی تیرهای متصل شونده به ستون، الزامات بخش ۱۰-۲-۹-۱۰ باید با توجه به مقاومت خمشی موردنیاز اتصال تیر به ستون که براساس محاسبات بند ۱۰-۳-۳-۱-۴ تعیین می‌شود، رعایت شود. ورق‌های پیوستگی باید با استفاده از جوش شیاری با نفوذ کامل یا جوش گوشهٔ دوطرفه به بال ستون متصل شوند.

تبصره: در ستون‌های با مقطع قوطی شکل (HSS) و جعبه‌ای ساخته شده از ورق، تعبیهٔ ورق‌های پیوستگی (سخت کننده‌های عرضی) در مقابل بال‌های تیر یا ورق‌های روسری و زیرسری متصل به بال ستون، همواره الزامی بوده و ضخامت آنها باید براساس کل مقاومت موردنیاز در وجه ستون و بدون توجه به مقاومت‌های موجود ستون در برابر آنها، تعیین شود.

صفحه ۲۴۷ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

وصلهٔ ستون‌ها

وصلهٔ ستون‌ها باید الزامات بند ۱۰-۳-۲-۱۲ را تأمین نمایند. وصلهٔ مستقیم ستون‌ها باید با استفاده از جوش شیاری با نفوذ کامل انجام شود. وصلهٔ غیرمستقیم ستون‌ها می‌تواند از نوع جوشی یا پیچی باشد. در هرحال مقاومت خمشی مورد نیاز وصله‌های غیرمستقیم نباید از $M_{p\,min}/\alpha_s$ و مقاومت برشی موردنیاز آنها نباید از $(\Sigma M_p)/(\alpha_s H_c)$ کمتر در نظر گرفته شود که در آن $M_{p\,min}$ لنگر پلاستیک کوچکترین مقطع وصله شوندهٔ ستون، (ΣM_p) مجموع لنگرهای پلاستیک دو انتهای ستون در طبقهٔ موردنظر، α_s برابر 1.0 در روش LRFD و برابر 1.5 در روش ASD است. همچنین H_c ارتفاع خالص ستون (فاصلهٔ خالص بین بال تحتانی تیر فوقانی و روی دال بتنی تیر تحتانی در طبقهٔ موردنظر و در صورت عدم وجود دال بتنی سازه‌ای، فاصلهٔ خالص بین بال تحتانی تیر فوقانی و بال فوقانی تیر تحتانی در طبقهٔ موردنظر)

تبصره: درهرحال مقاومت محوری موجود وصلهٔ هر جزء مقطع ستون (بدون در نظر گرفتن آثار لنگر خمشی) نباید از $F_y b_i t_i/\alpha_s$ کمتر در نظر گرفته شود که در آن F_y تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد ستون، b_i پهنای جزء ستون کوچکتر وصله شونده، t_i ضخامت جزء ستون کوچکتر وصله شونده است.

صفحه ۲۴۸ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

وصلهٔ تیرها

وصلهٔ تیرها باید الزامات بند ۱۰-۳-۲-۱۳ (الزامات عمومی لرزه‌ای وصله تیرها) را تأمین نمایند. وصلهٔ مستقیم تیرها باید با استفاده از جوش شیاری با نفوذ کامل انجام شود. وصلهٔ غیرمستقیم تیرها می‌تواند از نوع جوشی یا پیچی باشد. در این نوع قاب‌های خمشی، مقاومت‌های موردنیاز وصلهٔ تیرها باید به شرح زیر در نظر گرفته شود:

الف) مقاومت خمشی موردنیاز

مقاومت خمشی موردنیاز وصلهٔ تیرها باید براساس لنگر خمشی به دست آمده از پیکرهٔ آزاد (در قبل نشان داده شده بود) در محل وصله تعیین شود. درهرحال مقاومت خمشی موردنیاز نباید از M_p/α_s کمتر در نظر گرفته شود، که در آن M_p لنگر پلاستیک کوچکترین مقطع وصله شوندهٔ تیر و α_s برابر 1.0 در روش LRFD و برابر 1.5 در روش ASD است.

ب) مقاومت برشی موردنیاز

مقاومت برشی موردنیاز وصلهٔ تیرها باید براساس نیروی برشی به دست آمده از نمودار پیکرهٔ آزاد (در قبل نشان داده شده بود) در محل وصله و با رعایت الزامات بند ۱۰-۳-۲-۴-۵-ب تعیین شود. در هرحال این مقاومت برشی موردنیاز نباید از $0.5\times0.6F_yA_w/\alpha_s$ کمتر در نظر گرفته شود.

پ) مقاومت محوری موردنیاز

مقاومت محوری موردنیاز وصلهٔ تیرها (در صورت وجود) باید براساس تحلیل سازه در برابر ترکیبات بارگذاری متعارف تعیین شود.

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

الزامات لرزه‌ای قاب‌های خمشی متوسط (IMF)

قاب‌های خمشی متوسط (IMF) به قاب‌هایی اطلاق می‌شوند که در برابر نیروی جانبی زلزله بتوانند تغییرشکل‌های فرا ارتجاعی محدودی را تحمل کنند.

در طراحی اعضا و اتصالات این نوع قاب‌ها، چنانچه بخشی از سیستم باربر لرزه‌ای سازه باشند، باید الزامات تکمیلی سختگیرانه‌تری نسبت به قاب‌های خمشی معمولی منظور شود. به همین منظور در طراحی اعضا و اتصالات این نوع قاب‌ها علاوه بر الزامات متعارف فصل‌های ۱۰-۱ و ۱۰-۲ و نیز الزامات لرزه‌ای عمومی بخش ۱۰-۳-۲ باید الزامات تکمیلی این بخش نیز رعایت شود.

الزامات تحلیل

در تحلیل این نوع قاب‌های خمشی رعایت ضابطهٔ اضافی، الزامی نیست.

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

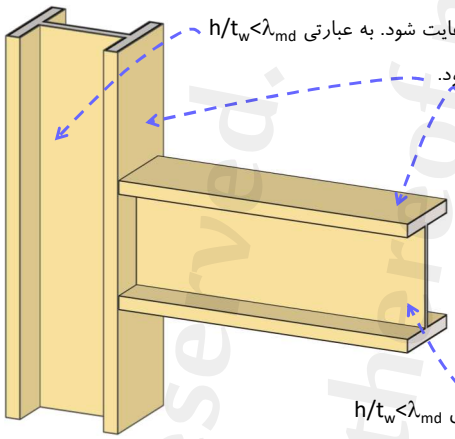
All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

محدودیت تیرها و ستون‌ها

در قاب‌های خمشی متوسط، تیرها و ستون‌ها باید دارای شرایط زیر باشند:

الف) اجزای مقاطع تیرها و ستون‌ها باید از نوع فشردهٔ لرزه‌ای با محدودیت حداکثر نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{md} مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۲-۴ باشند.



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

آیا برنامه ETABS کنترل خاصی برای فشردگی تیرها و ستون‌ها در قاب خمشی متوسط انجام می‌دهد؟

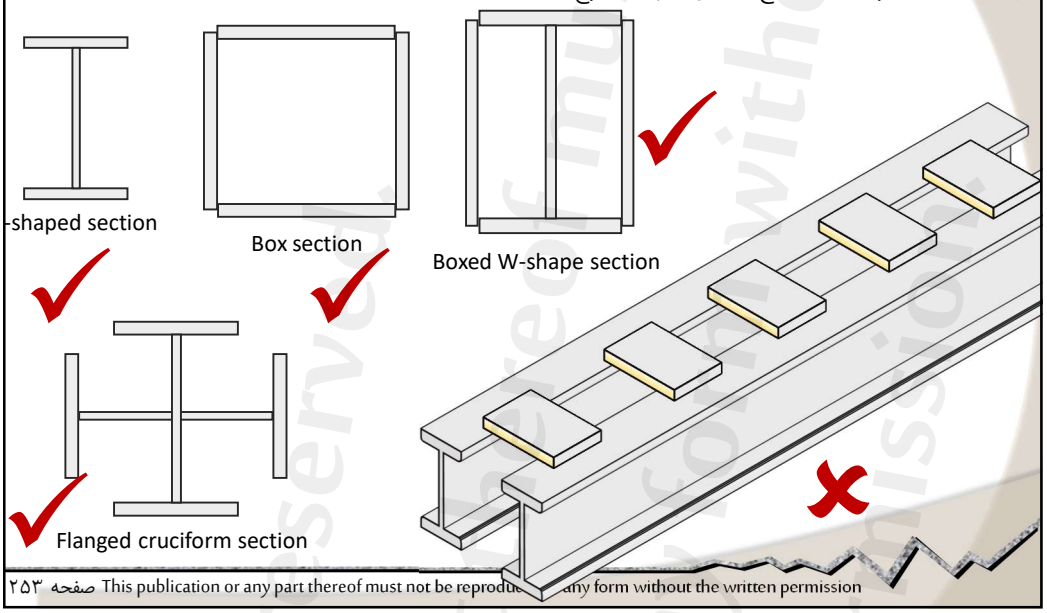
بله. برنامه ETABS برای تیرها و ستون‌ها فشردگی لرزه‌ای با محدودیت حداکثر نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{md} را بررسی و در صورت عدم اقناع شرایط پیام خطایی صادر می‌شود.

```
Section is not seismically compact for moderately ductile members  (AISC 341-10 Table D1
Section is not seismically compact for moderately ductile members  (AISC 341-10 Table D1
Section is not seismically compact for moderately ductile members  (AISC 341-10 Table D1.
Section is not seismically compact for moderately ductile members  (AISC 341-10 Table D1.
Section is not seismically compact for moderately ductile members  (AISC 341-10 Table D1
```

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

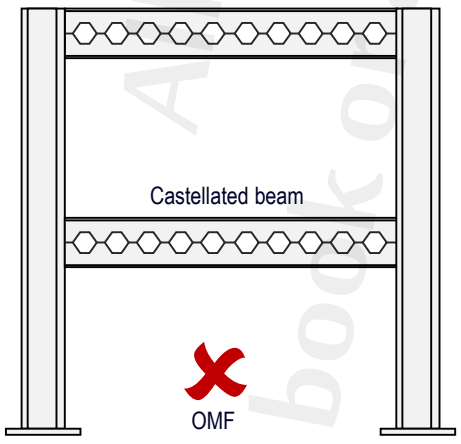
ب) استفاده از ستون‌های با مقطع متشکل از چند نیمرخ بستدار مجاز نیست.



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

پ) استفاده از تیرهای با جان سوراخدار با سوراخ‌های متوالی (لانه‌زنبوری) به عنوان اعضای باربر جانبی مجاز نیست. در صورت لزوم به ایجاد سوراخ در جان تیر، این سوراخ باید خارج از ناحیهٔ حفاظت شده دو انتهای تیر و در یک سوم میانی طول دهانهٔ تیر قرار گیرد. اطراف سوراخ باید به نحوی تقویت شود که مقاومت‌های موجود برشی و خمشی تیر، با احتساب آثار ناشی از خمش ثانویه، به طور کامل فراهم گردد.

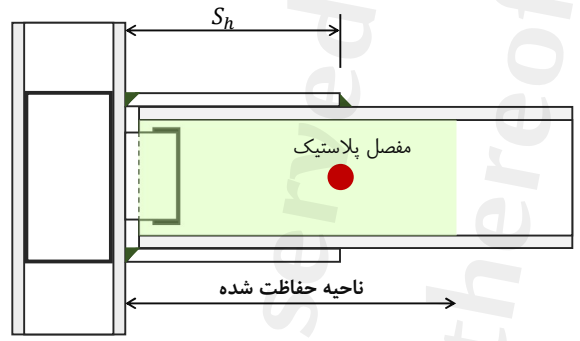


 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

ت) طول ناحیهٔ حفاظت شده دو انتهای تیر، که باید در آنها ضوابط بند ۱۰-۳-۲-۱۷ رعایت گردد، براساس آزمایش‌های تأییدشده به دست می‌آید. در خصوص اتصالات پیش‌تاییدشده مندرج در بخش ۱۰-۳-۷ طول این ناحیه باید مطابق مقادیر ارائه شده در آن بخش تعیین شود.

ث) در نواحی غیر از ناحیهٔ حفاظت شدهٔ دو انتهای تیر، تغییر تدریجی در پهنا یا ضخامت تیر از ورق بزرگتر به ورق کوچکتر، باید با شیب حداکثر 1.0 به 2.5 صورت گیرد. در ناحیهٔ حفاظت شده، هرگونه تغییر در پهنا یا ضخامت بال و سوراخکاری باید براساس آزمایش‌های تأییدشده و در خصوص اتصالات پیش تأییدشدهٔ مندرج در بخش ۱۰-۳-۷ براساس ضوابط آن بخش باشد.



صفحه ۲۵۵ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

جوش‌های بحرانی لرزه‌ای

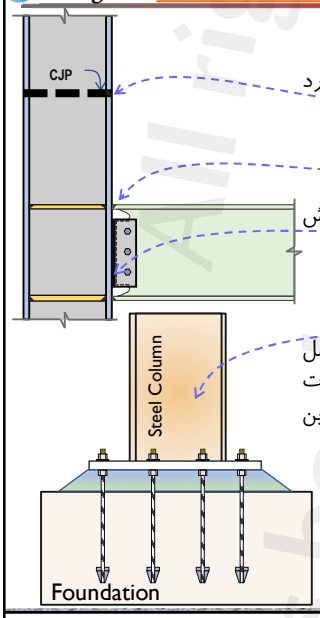
در قاب‌های خمشی متوسط، جوش‌های زیر، بحرانی لرزه‌ای محسوب می‌شوند و در مورد آنها باید ضوابط بند ۱۰-۳-۲-۱-۶-ب رعایت شود:

الف) جوش‌های شیاری در محل وصله ستون‌ها؛

ب) جوش شیاری بال تیر یا ورق‌های روسری و زیرسری بال تیر به ستون و نیز جوش شیاری جان تیر به ستون؛

پ) جوش‌های اتصال ستون به کف‌ستون.

استثناء: درصورتیکه آزمایش‌ها یا تحلیل‌ها نشان دهند که امکان تشکیل مفاصل پلاستیک در پای ستون یا در نزدیکی آن وجود ندارد و ضمناً تحت اثر ترکیبات بارگذاری شامل زلزلهٔ تشدیدیافته در پای ستون برکنش محتمل نیست، جوش‌های این اتصال می‌توانند بحرانی لرزه‌ای محسوب نشوند



صفحه ۲۵۶ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

الزامات لرزه‌ای مهار جانبی تیرها

در ارتباط با مهار جانبی تیرهای باربر لرزه‌ای، علاوه بر الزامات عمومی بند ۱۰-۳-۲-۸-۱ باید الزامات زیر نیز تأمین شوند:

الف) کلیهٔ تیرهای باربر لرزه‌ای باید دارای مهار جانبی کافی باشند، به طوریکه در تعیین مقاومت خمشی اسمی تیر(M_n) حالت حدی کمانش جانبی-پیچشی تعیین کننده نباشد. مهار جانبی تیرها باید به گونه‌ای تعبیه شوند که در محل اتصال آنها به تیر از تغییرمکان جانبی هر دو بال تیر یا از پیچش کل مقطع به نحو مؤثری جلوگیری به عمل آید.

ب) تعبیهٔ مهار جانبی اضافی در محل اعمال بارهای متمرکز خارجی در طول تیر، در محل تغییر مقطع تیر، در محل‌هایی که نتایج تحلیل نشانگر احتمال تشکیل مفصل پلاستیک است یا در محل‌هایی که در بخش ۱۰-۳-۷ برای اتصالات پیش تأییدشده پیشبینی شده است، الزامی است.

پ) در محل تشکیل مفاصل پلاستیک مهارهای جانبی تیرهای باربر لرزه‌ای باید دارای مقاومت کافی مطابق ضوابط بند ۱۰-۳-۲-۸ باشند

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مقاومت‌های موردنیاز و موجود تیر

الف) مقاومت برشی موردنیاز تیر (V_r) باید با استفاده از تعادل استاتیکی بارهای ثقلی (با ضرایب بار مربوطه) که با اثر برش ناشی از نیروی زلزلهٔ محدود به ظرفیت مؤلفهٔ خمش در محل تشکیل مفاصل پلاستیک در طول تیر (V_{Ecl}) ترکیب می‌شوند، تعیین شود. با توجه به شکل، مقدار V_{Ecl} از رابطهٔ زیر تعیین می‌شود:

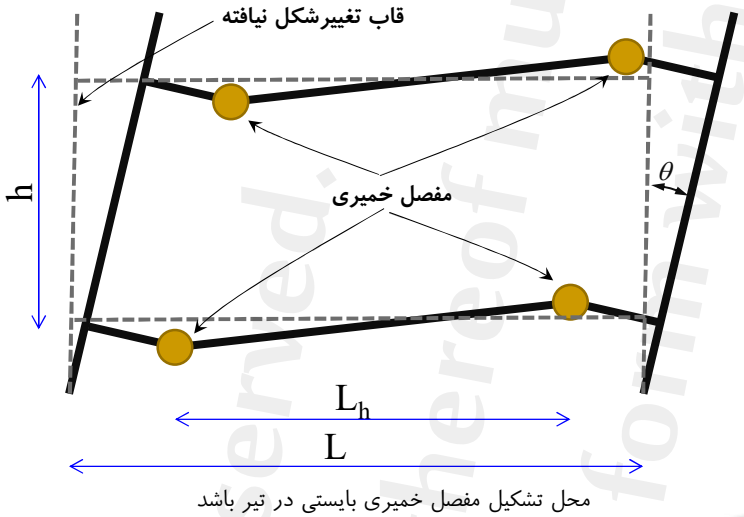
$$V_{Ecl} = \frac{2(1.1R_yM_p)}{\alpha_s L_h}$$

در رابطهٔ فوق، L_h فاصلهٔ بین محل تشکیل مفاصل پلاستیک در طول تیر است. محل تشکیل مفاصل پلاستیک برای اتصالات پیش تأییدشده در بخش ۱۰-۳-۷ ارائه شده است. در خصوص اتصالاتی که با انجام آزمایش تأییدشده استفاده می‌شوند، موقعیت محل تشکیل مفاصل پلاستیک باید براساس نتایج آزمایش تعیین شود. ضریب R_y نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد تیر، M_p لنگر پلاستیک مقطع تیر در محل تشکیل مفصل پلاستیک و α_s برابر ۱.0 در روش LRFD و برابر ۱.5 در روش ASD است.

تبصره: در کنترل کفایت مقطع تیرهای نوردشده برای تأمین مقاومت برشی موردنیاز، مقاومت برشی موجود آنها را که براساس ضوابط بخش ۱۰-۲-۶ محاسبه می‌شود، می‌توان در R_y ضرب کرد.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

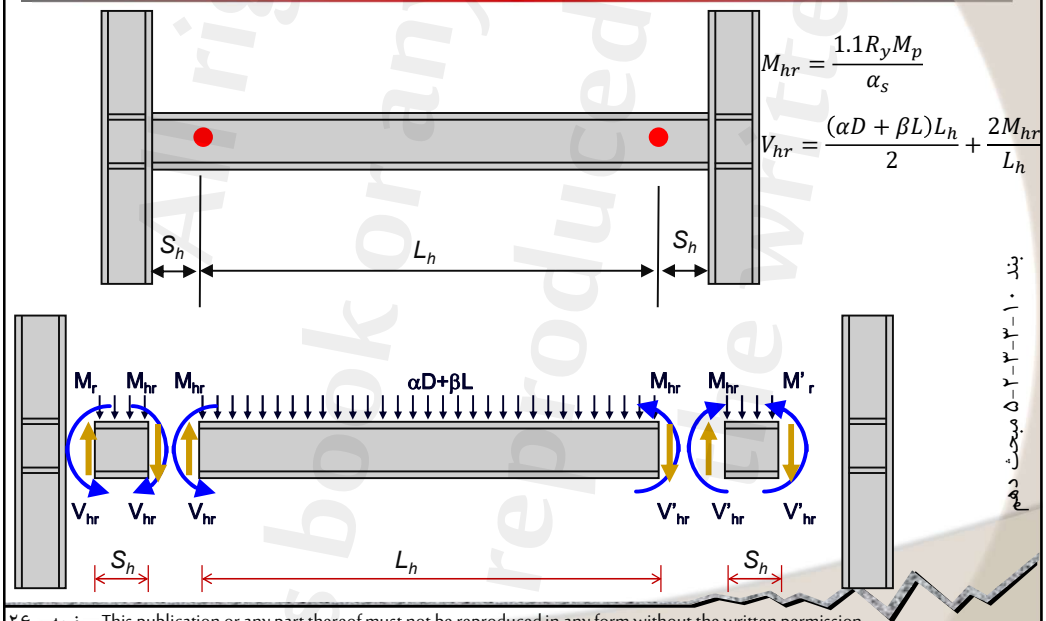
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



محل تشکیل مفصل خمیری بایستی در تیر باشد

صفحه ۲۵۹ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



بند ۱۰-۳-۳-۲-۵ مبحث دهم

صفحه ۲۶۰ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

ب) درصورتیکه مقطع تیر در فاصلهٔ بین دو ستون ثابت باشد، مقاومت خمشی موردنیاز تیر صرفاً براساس ترکیبات بارگذاری متعارف تعیین می‌شود و نیازی به کنترل اضافی نیست. در غیر این صورت، علاوه بر آن محاسبات، مقاومت خمشی موردنیاز تیر در فاصلهٔ بین دو مفصل پلاستیک با استفاده از تعادل استاتیکی بارهای ثقلی (با ضرایب بار مربوطه) که با اثر برش ناشی از نیروی زلزلهٔ محدود به ظرفیت به ترتیبی که در بند (الف) ذکر شد، ترکیب می‌شوند، تعیین می‌گردد. در این حالت در کنترل کفایت مقطع تیر برای تأمین مقاومت خمشی موردنیاز، مقاومت خمشی موجود تیر را که براساس ضوابط بخش ۱۰-۲-۵ محاسبه می‌شود، می‌توان در R_y ضرب کرد.

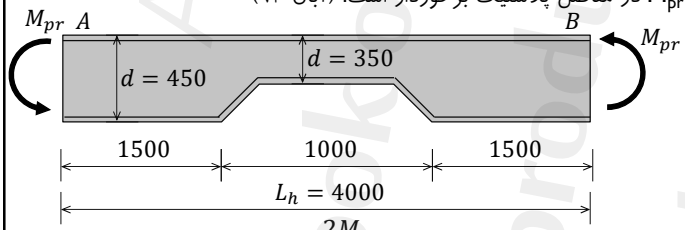
در تیرهای با اتصالات تیر با مقطع کاهش یافته، در دو انتهای تیر نیز مقاومت خمشی موردنیاز، باید مطابق شکل قبل با در نظر گرفتن تعادل استاتیکی بارهای ثقلی (با ضرایب بار مربوطه) که با آثار نیروی زلزلهٔ محدود به ظرفیت مؤلفهٔ خمش در محل تشکیل مفاصل پلاستیک در طول تیر (E_{cl}) ترکیب می‌شوند، تعیین شود. در این حالت در دو انتهای تیر، مقاومت خمشی موجود تیر را می‌توان برابر $R_y M_{po}/\alpha_s$ در نظر گرفت که در آن M_{po} لنگر پلاستیک مقطع در انتهای تیر است.

پ) مقاومت محوری موردنیاز تیر (در صورت وجود) باید براساس ترکیبات بارگذاری متعارف تعیین شود.

صفحه ۲۶۱ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مثال) شکل زیر بخش میانی یک تیر با شکل‌پذیری متوسط، بین مفاصل پلاستیک A و B را نشان می‌دهد. چنانچه آثار ناشی از بارهای مرده و زنده و سایر بارها، در مقایسه با بار زلزله بسیار ناچیز و قابل اغماض باشد با توجه به فرضیات زیر، مقدار M_{pr} در مفصل پلاستیک تیر حداکثر چه مقدار می‌تواند باشد؟ (تیر از ورق با اتصال جوش جان به بال ساخته شده و مقطع آن دارای تقارن دو محوره بوده و خمش حول محور قوی است. d عمق کل مقطع بوده و ضخامت جان t_w=8 mm است. مقاومت برشی عضو بدون توجه به عمل میدان کششی و با فرض C_v=1 محاسبه می‌شود. فولاد مصرفی از نوع ST37 با F_y=240 MPa بوده و واحدهای روی شکل برحسب میلیمتر می‌باشد. تیر در محدوده کم عمق از مقاومت کافی در برابر آثار ناشی از ایجاد M_{pr} در مفاصل پلاستیک برخوردار است. (آبان ۹۳)



الف) 1450 kN.m

ب) 725 kN.m

ج) 930 kN.m

د) 830 kN.m

$$M_{pr} = 1.1 R_y Z F_y \qquad V_u = \frac{2M_{pr}}{L_h} \le \phi R_n$$

$$\frac{2M_{pr}}{400} \le 0.9 \times 0.6 \times 8 \times 450 \times 240 \;\Rightarrow\; M_{pr} \le 933\ kN.m$$

صفحه ۲۶۲ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

اتصال تیر به ستون

اتصالات خمشی تیر به ستون باید توانایی تحمل تغییرشکل‌های دورانی حداقل به میزان 0.02 رادیان را بدون کاهش قابل توجه در مقاومت موجود خود دارا باشند. برای احراز این شرط لازم است اتصالات خمشی به کاررفته در قاب‌های خمشی متوسط از طریق آزمایش‌های تعیین شده در بخش ۱۰-۳-۸ مورد تأیید قرار گیرند. در صورت عدم انجام آزمایش، استفاده از اتصالات پیش تأییدشدهٔ ارائه شده در بخش ۱۰-۳-۷ بلامانع است.

در قاب‌های خمشی متوسط مقاومت‌های موردنیاز اتصال تیر به ستون به شرح زیر تعیین می‌شود:

الف) مقاومت خمشی موردنیاز (M_r) و مقاومت برشی موردنیاز (V_r) اتصال باید با در نظر گرفتن تعادل استاتیکی بارهای ثقلی (با ضرایب بار مربوطه) که با آثار نیروی زلزلهٔ محدود به ظرفیت مؤلفهٔ خمش در محل تشکیل مفاصل پلاستیک در طول تیر (E_{cl}) ترکیب می‌شوند، تعیین شود. برای این منظور می‌توان از ضوابط بند ۱۰-۳-۳-۲-۵ استفاده نمود. کلیهٔ الزامات مندرج در بند ۱۰-۲-۹-۱۰ در خصوص بال و جان ستون در محل اتصال باید بر مبنای مقاومتی که از محاسبات مذکور به دست می‌آید، رعایت شود.

ب) مقاومت محوری موردنیاز اتصال تیر به ستون (در صورت وجود) باید براساس ترکیبات بارگذاری متعارف تعیین شود.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

برش در چشمهٔ اتصال

در قاب‌های خمشی متوسط، چشمهٔ اتصال در برابر برش باید الزامات بخش ۱۰-۲-۹-۱۰ را اقناع نماید که در آن مقاومت برشی موردنیاز چشمهٔ اتصال باید با توجه به لنگرهای خمشی انتهای تیرهای طرفین گره اتصال که براساس ضوابط بند ۱۰-۳-۳-۲-۶-الف به دست می‌آید، تعیین شود. در این نوع قاب‌های خمشی، سایر الزامات لرزه‌ای چشمهٔ اتصال، مشابه الزامات چشمهٔ اتصال در قابهای خمشی ویژه مطابق بند ۱۰-۳-۳-۳-۹ است.

ورق‌های پیوستگی

الزامات لرزه‌ای ورق‌های پیوستگی در قاب‌های خمشی متوسط مشابه الزامات مذکور در قاب‌های خمشی ویژه مطابق بند ۱۰-۳-۳-۳-۱۰ است؛ با این تفاوت که لنگرهای خمشی انتهای تیرهای طرفین اتصال باید براساس ضوابط بند ۱۰-۳-۳-۲-۶-الف (ضوابط اتصال تیر به ستون در قاب متوسط) در نظر گرفته شود.

وصلهٔ ستون‌ها

وصلهٔ ستون‌ها باید الزامات بند ۱۰-۳-۲-۱۲ را تأمین نمایند. در قاب‌های خمشی متوسط، الزامات تکمیلی وصلهٔ ستون‌ها باید مشابه این الزامات در قاب‌های خمشی ویژه مطابق بند ۱۰-۳-۳-۳-۱۱ در نظر گرفته شود.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

وصلهٔ تیرها

وصلهٔ تیرها باید الزامات بند ۱۰-۳-۲-۱۳ را تأمین نمایند. وصلهٔ مستقیم تیرها باید با استفاده از جوش شیاری با نفوذ کامل انجام شود. وصلهٔ غیرمستقیم تیرها می‌تواند از نوع جوشی یا پیچی باشد. در این نوع قاب‌های خمشی، مقاومت‌های موردنیاز وصلهٔ تیرها باید به شرح زیر در نظر گرفته شود:

الف) مقاومت خمشی موردنیاز

مقاومت خمشی موردنیاز وصلهٔ تیرها باید براساس لنگر خمشی به دست آمده از پیکرهٔ آزاد (در قبل نشان داده شد) در محل وصله تعیین شود. در هرحال مقاومت خمشی موردنیاز نباید از M_p/α_s کمتر در نظر گرفته شود، که در آن M_p لنگر پلاستیک کوچکترین مقطع وصله شوندهٔ تیر، R_y نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد ستون و α_s برابر 1.0 در روش LRFD و برابر 1.5 در روش ASD است.

ب) مقاومت برشی موردنیاز

مقاومت برشی موردنیاز وصلهٔ تیرها باید براساس نیروی برشی به دست آمده از نمودار پیکرهٔ آزاد (در قبل نشان داده شد) در محل وصله و با رعایت الزامات بند ۱۰-۳-۲-۴-۵-ب تعیین شود. درهرحال این مقاومت برشی مورد نیاز نباید از $0.75\times0.6F_yA_w/\alpha_s$ کمتر در نظر گرفته شود.

پ) مقاومت محوری موردنیاز

مقاومت محوری موردنیاز وصلهٔ تیرها (در صورت وجود) باید براساس تحلیل سازه در برابر ترکیبات بارگذاری متعارف تعیین شود

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

الزامات لرزه‌ای قاب‌های خمشی ویژه (SMF)

قاب‌های خمشی ویژه (SMF) به قاب‌هایی اطلاق می‌شوند که در برابر نیروی جانبی زلزله بتوانند تغییرشکل‌های فرا ارتجاعی قابل ملاحظه‌ای را تحمل نمایند. برای طراحی اعضا و اتصالات این نوع قاب‌ها، چنانچه بخشی از سیستم باربر لرزه‌ای سازه باشند، الزامات لرزه‌ای سختگیرانه‌تری نسبت به قاب‌های خمشی متوسط در نظر گرفته شده است. به همین منظور در طراحی اعضا و اتصالات این نوع قاب‌ها علاوه بر الزامات متعارف فصل‌های ۱۰-۱ و ۱۰-۲ و نیز الزامات لرزه‌ای عمومی بخش ۱۰-۳-۲ باید الزامات لرزه‌ای این بخش نیز رعایت شوند.

ضوابط غیر لرزه‌ای مبحث دهم

الزامات تحلیل

در تحلیل قاب‌های خمشی ویژه، اگر به صورت قاب‌های خمشی صفحه‌ای مجزا مورد استفاده قرار گیرند، رعایت ضابطهٔ اضافی الزامی نیست. در مورد ستون‌هایی از این قاب‌ها که در محل تقاطع دو قاب خمشی قرار می‌گیرند، ضوابط بندهای ۱۰-۳-۳-۶، ۱۰-۳-۳-۹ و ۱۰-۳-۳-۱۰ باید با توجه به آثار لنگر خمشی در امتداد متعامد، اقناع گردد.

ضوابط تیر ضعیف ستون قوی

ضوابط برش چشمه اتصال قاب ویژه

ضوابط ورق پیوستگی در قاب ویژه

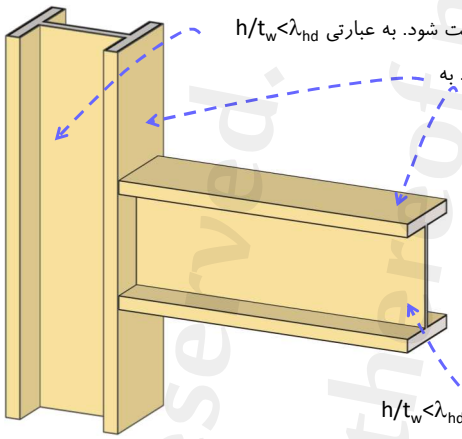
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

محدودیت تیرها و ستون‌ها

تیرها و ستون‌ها در قاب‌های خمشی ویژه باید دارای شرایط زیر باشند:

الف) اجزا مقاطع تیرها و ستون‌ها باید از نوع فشردهٔ لرزه‌ای با محدودیت حداکثر نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{hd} مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۲-۴ باشند.



صفحه ۲۶۷ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

آیا برنامه ETABS کنترل خاصی برای فشردگی تیرها و ستون‌ها در قاب خمشی ویژه انجام می‌دهد؟

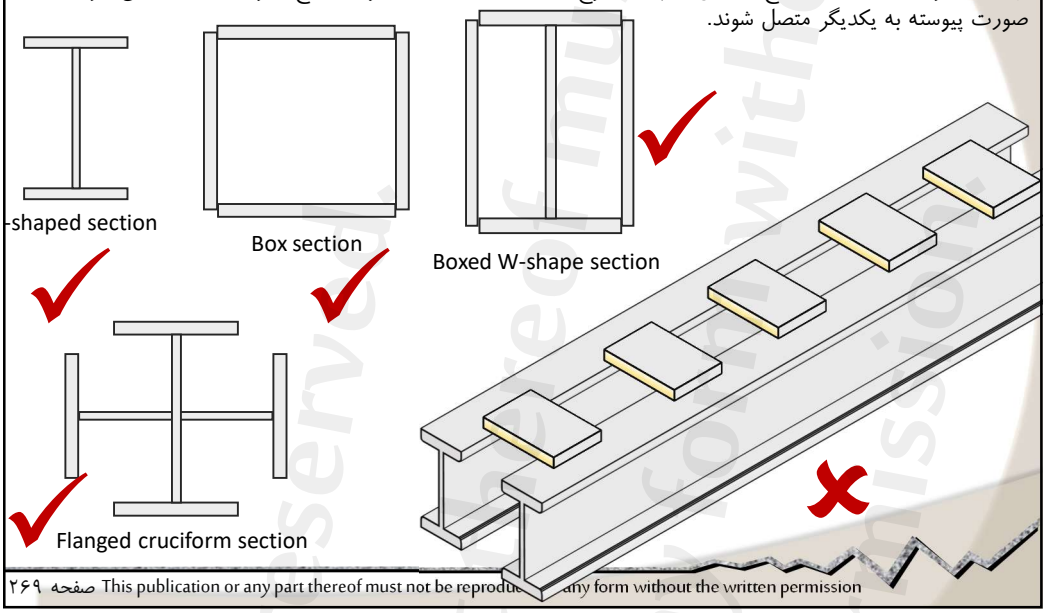
بله. برنامه ETABS برای تیرها و ستون‌ها فشردگی لرزه‌ای با محدودیت حداکثر نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{hd} را بررسی و در صورت عدم اقناع شرایط پیام خطایی صادر می‌شود.

```
Section is not seismically compact for highly ductile members (AISC 341-10 Table D1.
Section is not seismically compact for highly ductile members (AISC 341-10 Table D1.
Section is not seismically compact for highly ductile members (AISC 341-10 Table D1.
Section is not seismically compact for highly ductile members (AISC 341-10 Table D1.
Section is not seismically compact for highly ductile members (AISC 341-10 Table D1.
```

صفحه ۲۶۸ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

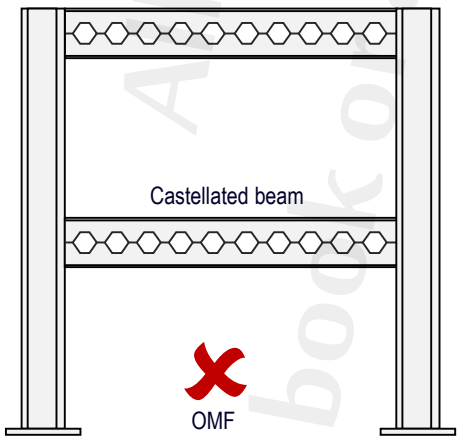
ب) در ستون‌ها استفاده از مقطع متشکل از چند نیمرخ بستدار مجاز نیست. اجزای مقطع ستون باید در تمامی طول آن به صورت پیوسته به یکدیگر متصل شوند.



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

پ) استفاده از تیرهای با جان سوراخدار و با سوراخ‌های متوالی (لانه‌زنبوری) به عنوان اعضای باربر جانبی مجاز نیست. در صورت لزوم ایجاد سوراخ در جان تیر، این سوراخ باید خارج از ناحیهٔ حفاظت شدهٔ دو انتهای تیر و در یک سوم میانی طول دهانهٔ تیر قرار گیرد. اطراف سوراخ باید به نحوی تقویت شود که مقاومت‌های موجود برشی و خمشی تیر، با احتساب آثار ناشی از خمش ثانویه، به طور کامل فراهم گردد.

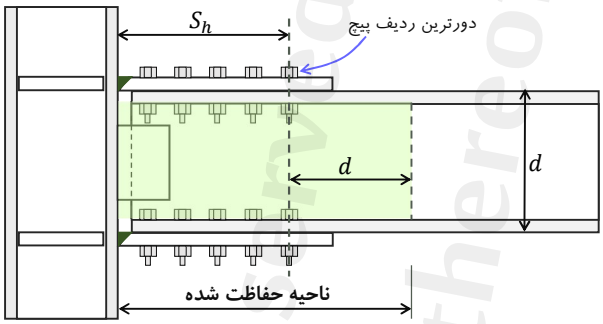


 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

ت) طول ناحیهٔ حفاظت شدهٔ دو انتهای تیر، که باید در آنها ضوابط بند ۱۰-۳-۲-۱۷ (ضوابط عمومی ناحیه حفاظت شده) رعایت گردد، باید براساس آزمایش‌های تأییدشده به دست آید. در خصوص اتصالات پیش تأیید شده مندرج در بخش ۱۰-۳-۷ طول این ناحیه باید مطابق مقادیر ارائه شده در آن بخش تعیین شود.

ث) در نواحی غیر از ناحیهٔ حفاظت شدهٔ دو انتهای تیر، تغییر تدریجی در پهنا یا ضخامت تیر از ورق بزرگتر به ورق کوچکتر، باید با شیب حداکثر 1.0 به 2.5 صورت گیرد. در ناحیهٔ حفاظت شدهٔ دو انتهای تیر، هرگونه تغییر در پهنا یا ضخامت بال و سوراخکاری باید براساس آزمایش‌های تأییدشده و در خصوص اتصالات پیش تأییدشدهٔ مندرج در بخش ۱۰-۳-۷ براساس ضوابط آن بخش باشد.



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

جوش‌های بحرانی لرزه‌ای

در قاب‌های خمشی ویژه، جوش‌های زیر، بحرانی لرزه‌ای محسوب می‌شوند و در مورد آنها باید ضوابط بند ۱۰-۳-۲-۱-۶-ب رعایت شود:

الف) جوش‌های شیاری در محل وصلهٔ ستون‌ها؛

ب) جوش بال و جان تیر به ستون؛

پ) جوش‌های اتصال ستون به کف ستون.

استثناء: درصورتیکه آزمایش‌ها یا تحلیل‌ها نشان دهند که امکان تشکیل مفاصل پلاستیک در پای ستون یا در نزدیکی آن وجود ندارد و ضمناً تحت اثر ترکیبات بارگذاری شامل زلزلهٔ تشدیدیافته در پای ستون برکنش محتمل نیست، جوش‌های این اتصال می‌توانند بحرانی لرزه‌ای محسوب نشوند.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

الزامات لرزه‌ای مهار جانبی تیرها

در ارتباط با مهار جانبی تیرهای باربر لرزه‌ای، علاوه بر الزامات عمومی بند ۱۰-۳-۲-۸-۲ (ضوابط مهاری جانبی اعضا با شکل‌پذیری زیاد) باید الزامات زیر نیز تأمین شوند:

الف) کلیهٔ تیرهای باربر لرزه‌ای باید دارای مهار جانبی کافی باشند، به طوریکه در تعیین مقاومت خمشی اسمی تیر (M_n) حالت حدی کمانش جانبی-پیچشی تعیین کننده نباشد. مهار جانبی تیرها باید به گونه‌ای تعبیه شوند که در محل اتصال آنها به تیر از تغییرمکان جانبی هر دو بال تیر یا از پیچش کل مقطع به نحو مؤثری جلوگیری به عمل آید.

ب) تعبیهٔ مهار جانبی اضافی در محل اعمال بارهای متمرکز خارجی در طول تیر، در محل تغییر مقطع تیر، در محل‌هایی که نتایج تحلیل نشانگر احتمال تشکیل مفصل پلاستیک است یا در محل‌هایی که در بخش ۱۰-۳-۷ برای اتصالات پیش تأییدشده پیش‌بینی شده است، الزامی است.

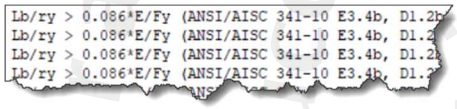
پ) در محل تشکیل مفاصل پلاستیک، مهارهای جانبی تیرهای باربر لرزه‌ای باید دارای مقاومت کافی مطابق ضوابط بند ۱۰-۳-۲-۸-۳ باشند.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

آیا در برنامه ETABS فاصله مهارهای جانبی تیر کنترل می‌شود؟

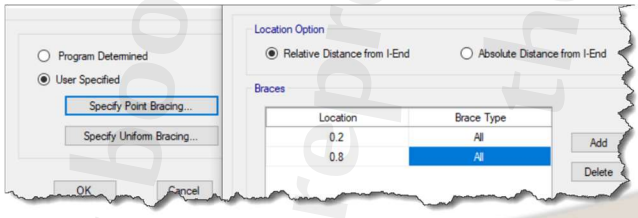
بله. در هر دو شکل پذیری متوسط و زیاد، برنامه طول مهار نشده تیرها را بررسی و در صورت عدم اقناع شرایط گفته شده پیام خطایی صادر می‌کند.



در برنامه ETABS فاصله مهارهای جانبی تیر را چگونه تعریف کنیم؟

با انتخاب تیر مورد نظر و استفاده از مسیر زیر:

Design menu > Steel Frame Design > Lateral Bracing



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

صفحه ۲۷۵ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

الزامات مهار پایداری در محل اتصالات تیر به ستون

الف) اتصالات مهارشده

در قاب‌های خمشی چنانچه در محل اتصال تیر به ستون، تیر دیگری در امتداد عمود بر محور تیر موردنظر به ستون متصل شود و ضوابط این بند نیز اقناع شود، اتصال مهارشده نامیده می‌شود. در این نوع اتصال در حالت‌هایی که جان تیرها و ستون در یک صفحه قرار گرفته و تحلیل‌ها نشان دهند که ستون در خارج از ناحیهٔ چشمهٔ اتصال ارتجاعی باقی می‌ماند، مهار بال‌های ستون در محل اتصال تیر به ستون فقط در تراز بال بالایی تیر الزامی است. برای نشان دادن ارتجاعی باقی ماندن ستون کافی است نسبت محاسبه شده توسط رابطهٔ ۱۰-۳-۳-۳-۱ (رابطه تیر ضعیف ستون قوی) بزرگتر از 2.0 باشد.

چنانچه ارتجاعی باقی ماندن ستون در خارج از ناحیهٔ چشمهٔ اتصال را نتوان نشان داد، الزامات زیر باید رعایت شوند:

۱- بال‌های ستون در تراز بال‌های بالا و پایین تیر باید دارای مهار جانبی باشند.

۲- هر مهار جانبی باید برای مقاومت موردنیاز برابر ۲٪ مقاومت موجود بال تیر طراحی شود. مقاومت موجود بال تیر برابر با $F_y b_f t_{bf}/\alpha_s$ است، که در آن F_y تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد ستون، b_f پهنای بال تیر، t_{bf} ضخامت بال تیر و α_s برابر 1.0 در روش LRFD و برابر 1.5 در روش ASD است.

صفحه ۲۷۶ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

تبصره: مهار جانبی بال‌های ستون می‌تواند به طور مستقیم یا غیرمستقیم تأمین گردد. مهار مستقیم شامل استفاده از یک عضو یا دال عرشه و اتصال آنها به بال ستون است. مهار غیرمستقیم عبارت است از مهاری که از طریق اتصال عضو به بال ستون تأمین نمی‌شود، بلکه از طریق ورق‌های پیوستگی و اتصال ورق برش جان تیر متعامد به جان ستون در حد فاصل ورق‌های پیوستگی، تأمین می‌گردد.

ب) اتصالات مهار نشده

در قاب‌های خمشی چنانچه در محل اتصال تیر به ستون، تیر دیگری در امتداد عمود بر محور تیر موردنظر به ستون متصل نشود یا ضوابط بند (الف) اقناع نشود، اتصال مهارنشده نامیده می‌شود. در این نوع اتصال، ستون باید برای کمانش جانبی در امتداد عمود بر راستای اثر زلزله با طولی برابر فاصلهٔ بین نقاط مهار ستون طراحی شود. ضمناً الزامات زیر نیز باید رعایت شوند:

۱- مقاومت موردنیاز ستون باید براساس ترکیبات بارگذاری شامل زلزلهٔ تشدیدیافته محاسبه شود.

۲- نسبت لاغری ستون نباید از ۶۰ بیشتر باشد.

۳- مقاومت خمشی موردنیاز ستون حول محور عمود بر امتداد اثر زلزله باید با در نظر گرفتن اثر نیرویی که در بند ۱۰-۳-۳-۳-۵-الف-۲ معین شده است، علاوه بر آثار مرتبه دوم نیروهایی که باعث تغییرمکان جانبی بال‌های تیر می‌شود، محاسبه شود.

صفحه ۲۷۷ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

نسبت لنگر خمشی ستون به لنگر خمشی تیر

در قاب‌های خمشی ویژه، در کلیهٔ گره‌های اتصالات خمشی تیر به ستون یک قاب خمشی صفحه‌ای، رعایت رابطهٔ زیر الزامی است:

$$\frac{\sum M_{pc}^{*}}{\sum M_{pb}^{*}} > 1.0$$

که در آن $\sum M_{pc}^{*}$ مجموع مقادیر اسمی مقاومت‌های خمشی ستون‌های بالا و پایین گره اتصال (شامل ماهیچه‌ها در صورت وجود) در امتداد موردنظر، که در محور تیر با در نظر گرفتن اثر نیروی محوری ستون محاسبه می‌شود. این مقدار را می‌توان مطابق با رابطهٔ زیر در نظر گرفت:

$$\sum M_{pc}^{*} = \sum Z_c \left(F_{yc} - \frac{\alpha_s P_r}{A_g} \right)$$

* توجه شود که برای تعیین M_{pc} از تنش تسلیم حد پایین و برای تعیین M_{pb} از تنش تسلیم مورد انتظار استفاده می‌شود.

* برای تعیین M_{pc} و M_{pb} بایستی نقطه برخورد تیر و ستون را در نظر گرفت.

صفحه ۲۷۸ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

همچنین $\sum M_{pb}^{*}$ مجموع مقادیر لنگرهای خمشی مورد انتظار تیرها در گره اتصال نسبت به راستای موردنظر، که در محور ستون محاسبه می‌شود. این لنگرهای خمشی مطابق شکل باید با در نظر گرفتن تعادل استاتیکی بارهای ثقلی (با ضرایب بار مربوطه) که با آثار نیروی زلزلهٔ محدود به ظرفیت مؤلفهٔ خمش در محل تشکیل مفاصل پلاستیک در طول تیر (E_{cl}) ترکیب می‌شوند، تعیین شوند. این مقدار را می‌توان مطابق با رابطهٔ زیر در نظر گرفت:

$$\Sigma M_{pb}^{*} = \Sigma\left(M_{pr} + \alpha_s M_v\right)$$

رابطه اخیر به صورت بدست آمده است:

$$M_{pr} = C_{pr} R_y M_p = C_{pr} R_y Z_b F_y$$

$$V_{beam} = \frac{2M_{pr}}{L_h} = 2\frac{C_{pr} R_y Z_b F_y}{L_h}$$

$$\Rightarrow M_{pb}^{*} = M_{pr} + V_{beam}\left(s_h + \frac{d_{col}}{2}\right) = C_{pr} R_y Z_b F_y + 2\frac{C_{pr} R_y Z_b F_y}{L_h}\left(s_h + \frac{d_{col}}{2}\right)$$

$$\Rightarrow M_{pb}^{*} = C_{pr} R_y Z_b F_y\left(1 + 2\frac{s_h + \frac{d_c}{2}}{L_h}\right) \Rightarrow \Sigma M_{pb}^{*} = \Sigma C_{pr} R_y Z_b F_y\left(1 + 2\frac{s_h + \frac{d_c}{2}}{L_h}\right)$$

$$\Sigma M_{pb}^{*} = \Sigma\left(C_{pr} F_{yeb} Z_b + M_v\right) = \Sigma\left(M_{pr} + M_v\right)$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

در روابط اخیر، Z_c اساس مقطع پلاستیک ستون، A_g سطح مقطع ستون، F_{yc} تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد ستون، P_r مقاومت محوری موردنیاز ستون حاصل از ترکیبات بارگذاری راستای موردنظر شامل زلزلهٔ تشدیدیافته، M_{pr} حداکثر لنگر خمشی محتمل در محل تشکیل مفصل پلاستیک در تیر که باید برابر $M_{pr}=C_{pr}R_{yb}M_{pb}$ در نظر گرفته شود. R_{yb} نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ مصالح تیر مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۱، M_{pb} لنگر پلاستیک مقطع تیر در محل تشکیل مفصل پلاستیک، M_v لنگر خمشی اضافی تیر نسبت به محور ستون که ناشی از برش تیر در محل تشکیل مفصل، پلاستیک و بارهای ثقلی (با ضرایب بار مربوطه) روی تیر و α_s برابر 1.0 در روش LRFD و برابر 1.5 در روش ASD است.

همچنین C_{pr}، ضریبی است که دربرگیرندهٔ آثار عواملی از قبیل سخت‌شدگی، قیدهای موضعی و ملحقات موجود در اتصال تیر به ستون است و برای محاسبهٔ حداکثر نیروی ایجادشده در اعضا و وسایل اتصال استفاده می‌شود. به جز در مواردی که مطابق بندهای ۱۰-۳-۷-۶ و ۱۰-۳-۷-۹، برای C_{pr} عدد خاصی پیشبینی شده است، مقدار آن باید از رابطهٔ زیر تعیین شود:

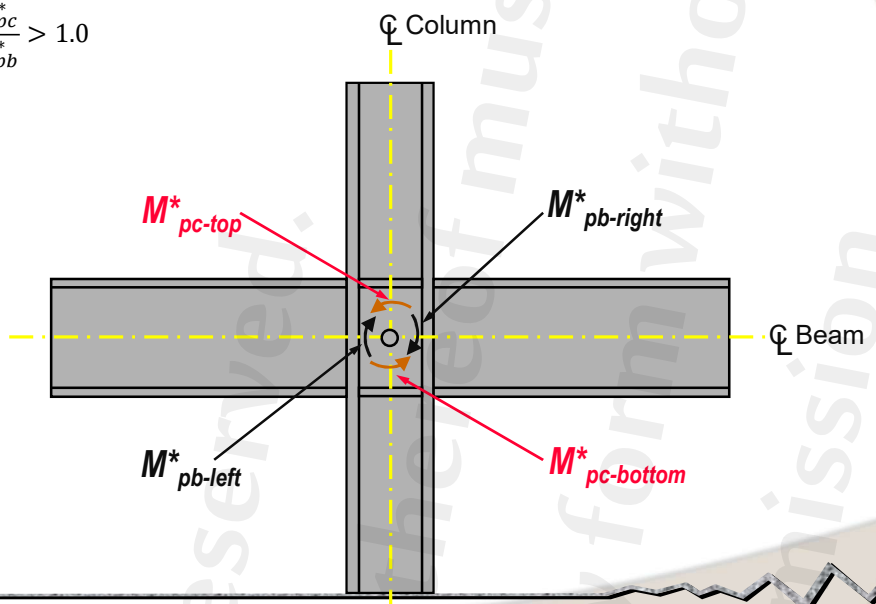
$$1.1 \le C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} \le 1.2$$

که در آن F_y تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد تیر و F_u تنش کششی نهائی مشخصهٔ فولاد تیر است.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

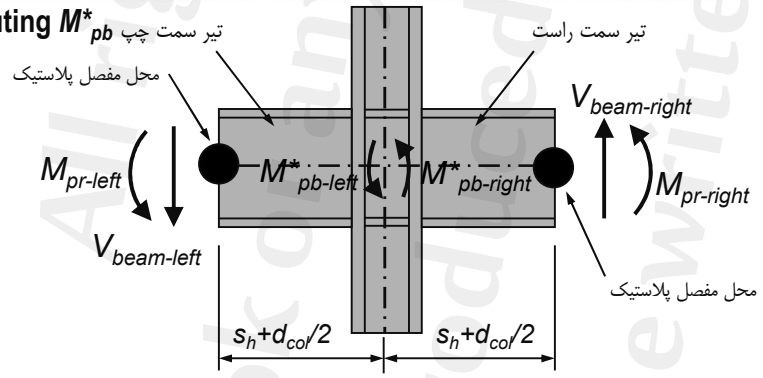
$$\frac{\sum M^*_{pc}}{\sum M^*_{pb}} > 1.0$$



صفحه ۲۸۱ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

Computing M^*_{pb}



M_{pr} = لنگر خمشی مورد انتظار = $C_{pr} R_y M_p$

V_{beam} = برش تیر

s_h = فاصله بین نبش ستون تا محل مفصل پلاستیک تیر

$$M^*_{pb} = M_{pr} + V_{beam} (s_h + d_{col}/2)$$

صفحه ۲۸۲ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

تبصره۱: درصورتیکه در گرهٔ موردنظر ستون در محل تقاطع دو قاب خمشی قرار گرفته باشد، رابطهٔ $\frac{\sum M_{pc}^{*}}{\sum M_{pb}^{*}} > 1.0$ باید به طور جداگانه حول هر یک از محورهای اصلی ستون کنترل شود. در این محاسبات مقاومت خمشی اسمی ستون حول محور x (در برابر مقاومت خمشی مورد انتظار تیرهای راستای y) باید به شرح زیر برای اثر نیروی محوری ستون و لنگر خمشی حول محور y ستون، اصلاح شود.

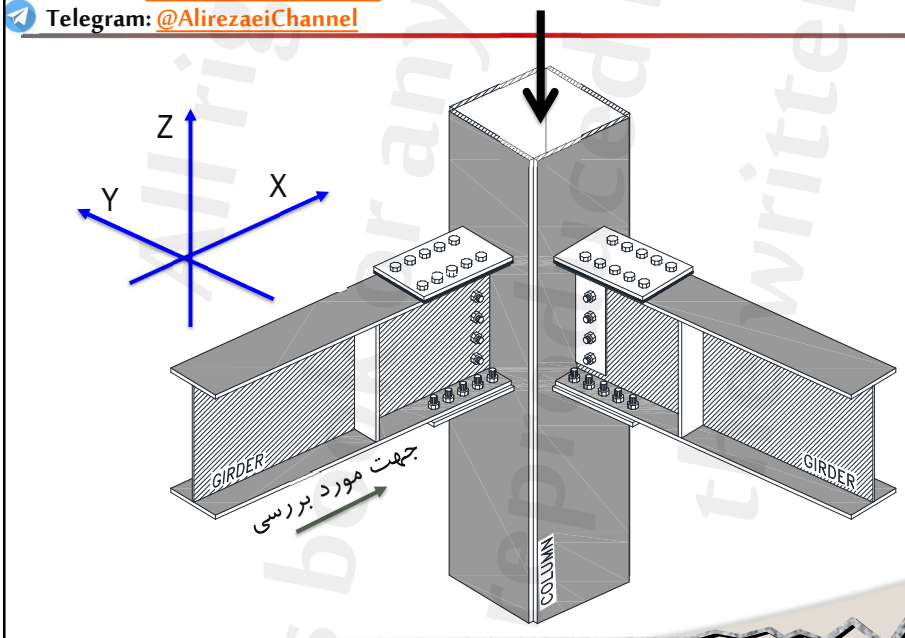
$$M_{pc}^{*} = Z_{cx}\left[F_{yc} - \alpha_s\left(\frac{P_r}{A_g} + \frac{M_{ry}}{Z_{cy}}\right)\right]$$

در رابطهٔ فوق، M_{ry} لنگر خمشی مورد نیاز حول محور y ستون در ترکیب بارگذاری متعارف در امتداد موردنظر Z_{cx} اساس مقطع پلاستیک ستون حول محور x و Z_{cy} اساس مقطع پلاستیک ستون حول محور y است.

در این حالت برای محاسبات امتداد دیگر نیز، مقاومت خمشی ستون در امتداد y باید به صورت مشابه برای اثر نیروی محوری ستون و لنگر خمشی امتداد x اصلاح شود.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



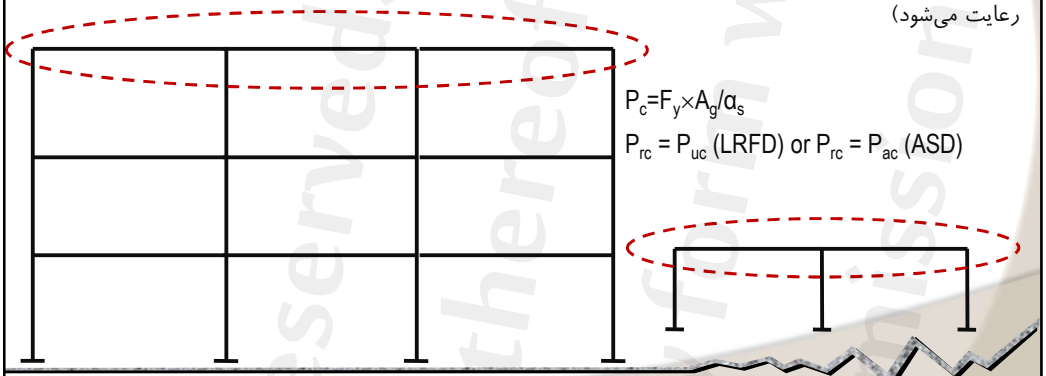
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

استثنا: در صورتیکه یکی از حالت‌های زیر برقرار باشد، رعایت رابطهٔ ستون قوی تیر ضعیف در گرهٔ فوقانی ستون الزامی نیست:

الف- ستون‌هایی که در کلیهٔ ترکیبات بار متعارف دارای $P_{rc}<0.3P_c$ (که در آن P_{rc} مقاومت فشاری مورد نیاز، $P_c=F_{yc}A_g/\alpha$ و F_{yc} تنش تسلیم مشخصه فولاد ستون و A_g سطح مقطع ستون است) برای همه ترکیب بارها (به غیر از ترکیب بارهای تشدید یافته) بوده و دارای شرایط زیر باشند:

۱) ستون‌های ساختمان‌های یک طبقه و ستون‌های طبقهٔ آخر ساختمان‌های چند طبقه (این مورد توسط برنامه ETABS رعایت می‌شود)



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

۲) تعدادی از ستون‌های هر طبقه که مجموع مقاومت برشی موجود آنها کمتر از ۲۰ درصد کل مقاومت برشی موجود ستون‌های آن طبقه و مجموع مقاومت برشی موجود آنهایی که بر روی یک محور قرار دارند کمتر از ۳۳ درصد کل مقاومت برشی موجود آن محور باشد. در این بند محور ستون به محور یا محورهای موازی اطلاق می‌شود که در فاصلهٔ کمتر از ۱۰ درصد بعد پلان طبقه، در جهت عمود بر محور، از یکدیگر قرار گرفته باشند.

ب) ستون‌های طبقه‌ای که در آن نسبت مجموع مقاومت برشی موجود ستون‌ها به مجموع مقاومت برشی مورد نیاز ستون‌ها در آن طبقه، ۵۰ درصد بیشتر از این نسبت در طبقهٔ فوقانی آن باشد.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

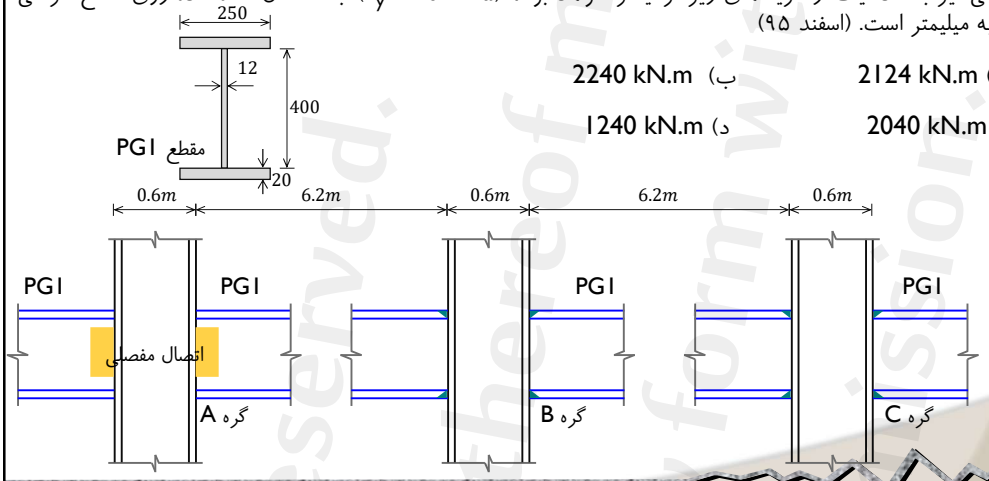
All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مثال) شکل زیر بخشی از قاب‌های خمشی یک ساختمان فولادی با شکل‌پذیری ویژه را نشان می‌دهد. تمام اتصالات تیر به ستون غیر از اتصال گره A، گیردار و از نوع WUF-W می‌باشند. اگر از بارهای ثقلی وارد به تیرها صرف نظر شود، حداقل مجموع لنگرهای خمشی ستون‌های بالا و پایین گره B ($\sum M_{pc}^{*}$) برای تامین نسبت لنگر خمشی ستون به لنگر خمشی تیر به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیکتر خواهد بود؟ (F_y=240 MPa) ابعاد نشان داده شده روی مقطع عرضی تیر به میلیمتر است. (اسفند ۹۵)

الف) 2124 kN.m　　ب) 2240 kN.m

ج) 2040 kN.m　　د) 1240 kN.m



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

$$\frac{\sum M_{pc}^{*}}{\sum M_{pb}^{*}} > 1.0$$

$$Z_b = 2(250 \times 20 \times 210 + 200 \times 12 \times 100) = 2580000\ mm^3$$

$$M_{pb-Right} = M_{pb-Left} = R_y C_{pr} M_p = 1.15 \times 1.4 \times 2580000 \times 240 \times 10^{-5} = 997\ kN.m$$

چون در تیر سمت چپ گره B اتصال انتهای دور آن مفصلی است در آن نقطه مفصل پلاستیک تشکیل نمی‌شود (لنگری هم انتقال نمی‌دهد.

$$V_{pr-Left} = \frac{M_{pb-Left}}{L_{Left}} = \frac{997}{6.2} = 161\ kN$$

$$V_{pr-Right} = \frac{2M_{pb-Right}}{L_{Righ}} = \frac{2 \times 997}{6.2} = 321\ kN$$

$$\sum M_{pb}^{*} = M_{pb-Left} + M_{pb-Right} + V_{pr-Left} \times 0.3 + V_{pr-Right} \times 0.3$$

$$= 997 + 997 + 161 \times 0.3 + 321 \times 0.3 = 2138.5\ kN.m$$

$$\Rightarrow \sum M_{pc}^{*} > 2138.5\ kN.m$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

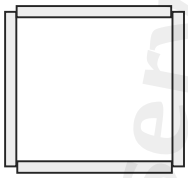
آیا در برنامه ETABS ضابطه ستون قوی – تیر ضعیف بررسی می‌شود؟

بله ولی باید به برخی نکات در این ارتباط توجه داشت.

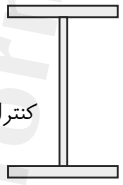
۱- برنامه نسبت معکوس $\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*}$ را گزارش میدهد. بنابراین این نسبت در خروجی برنامه باید کمتر از یک باشد.

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} > 1.0 \qquad \frac{\sum M_{pb}^*}{\sum M_{pc}^*} < 1.0$$

۲- برنامه فقط برای ستون با مقاطع H شکل این کنترل را انجام می‌دهد.



کنترل انجام نمی‌شود.



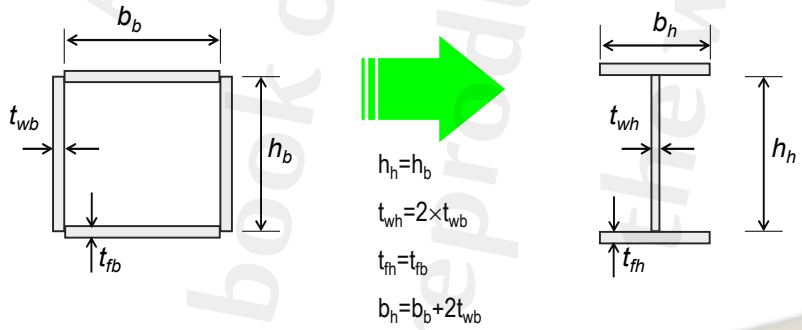
کنترل انجام می‌شود

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

۳- در صورتی که مقطع ستون باکس باشد، باید آن را به مقطع H معادل تبدیل کنیم. در صورتی که مقطع باکس متقارن نباشد، باید دو مقطع H معادل (یکی برای جهت x یکی برای جهت y) ایجاد کنیم.

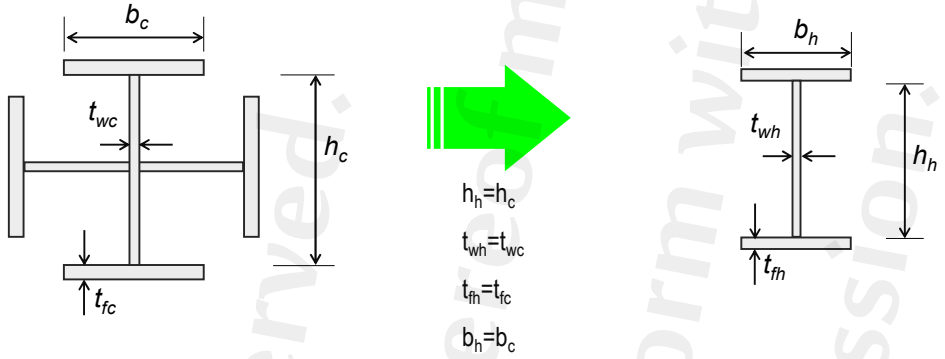
با توجه به کنترل ضخامت چشمه اتصال و طراحی ورق مضاعف، ضخامت جان مقطع H معادل باید برابر مجموع ضخامت جان مقطع باکس باشد. (به نقل از نوشتار مهندس آقازاده)



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

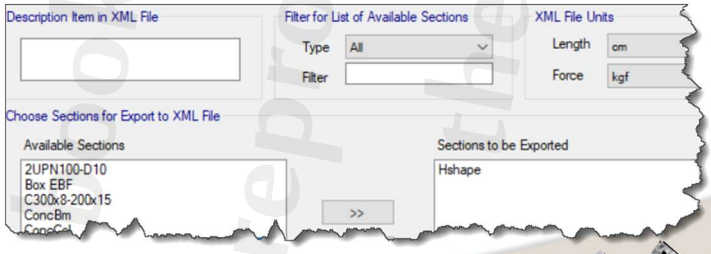
۴- در صورتی که مقطع ستون صلیبی باشد، باید آن را به مقطع H معادل تبدیل کنیم.



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

۵- برای تبدیل مقطع فایل XML مقطع را تغییر دهید. مثلا برای تبدیل مقطع باکس به I از مسیر Define menu > Section Properties > Frame Sections اقدام نموده و روی دکمه Export to XML کلیک کنید. یک مقطع I شکل دلخواه را از لیست سمت چپ به لیست سمت راست منتقل نموده و واحد را cm انتخاب کنید. حال با ذخیره آن در محلی مشخص، آن را با برنامه Notepad باز کنید.



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

حال مشخصات فایل XML را مطابق با مشخصات مقطع واقعی باکس تغییر دهید:

```
<?xml version="1.0" encoding="utf-8" ?>

<PROPERTY_FILE xmlns="http://www.csiamerica.com"
 xmlns:xsi="http://www.w3.org/2001/XMLSchema-instance"
 xsi:schemaLocation="http://www.csiamerica.com CSIExtendedSectionPropertyFile.xsd">

  <CONTROL>
      <FILE_ID>CSI Frame Properties</FILE_ID>
      <VERSION>1</VERSION>
      <LENGTH_UNITS>cm</LENGTH_UNITS>
      <FORCE_UNITS>kgf</FORCE_UNITS>
  </CONTROL>
```

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

```
<STEEL_I_SECTION>
    <LABEL>Hshape</LABEL>
    <D>45</D>
    <BF>25</BF>
    <TF>2.5</TF>
    <TW>1.3</TW>
    <A>177</A>
    <AS2>58.17936</AS2>
    <AS3>118.484</AS3>
    <I33>63443.75</I33>
    <I22>6517.74</I22>
    <S33POS>2819.722</S33POS>
    <S33NEG>2819.722</S33NEG>
    <S22POS>521.4192</S22POS>
    <S22NEG>521.4192</S22NEG>
    <R33>18.93249</R33>
    <R22>6.068228</R22>
    <Z33>3176.25</Z33>
    <Z22>798.15</Z22>
    <J>291.5408</J>
    <CW>2939860</CW>
</STEEL_I_SECTION>

</PROPERTY_FILE>
```

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

۶- برنامه ETABS مقدار سخت شوندگی کرنشی (C_{pr}) را همراه برابر 1.1 در نظر می‌گیرد.

$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} \leq 1.2$$

مقدار C_{pr} برای اتصال مستقیم WUF-W برابر 1.4 است.

۷- برنامه ETABS اثر بارهای ثقلی را در نظر نمی‌گیرد.

۸- برنامه نیروی محوری ستون را از ترکیب بار تشدید یافته تعیین نمی‌کند. بنابراین باید نیروی تشدید یافته را برای کنترل ضابطه ستون قوی تیر ضعیف به برنامه اعمال کنیم. همچنین برنامه برای کنترل ستون قوی تیر ضعیف بزرگترین نیروی فشاری را از ترکیب بارهای حاوی نیروی زلزله بدست می آورد. گاهی اوقات ممکن است برنامه برای کنترل جهت x از ترکیب بارهای جهت y استفاده کند. بنابراین برای کنترل هر جهت باید از ترکیب بارهای همان جهت استفاده شود.

۹- در برنامه تیرهای طره که ستون متصل هستند را باید حذف کنید تا ظرفیت آنها توسط برنامه به عنوان بخشی از نیاز لرزه‌ای وارد محاسبات نشود. برای این منظور می‌توانید برای تیرهای طره در فایل Save as گرفته شده، یک مصالح جدید با F_y=0 تعریف کنید تا در این حالت لنگر ظرفیتی طره حذف شود.

۱۰- برنامه مقدار نیاز لرزه‌ای تیرها را با فرض S_h=0 انجام می‌دهد که مقداری خطا بابت این فرض وارد محاسبات می‌شود.

صفحه ۲۹۵ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مقاومت‌های موردنیاز و موجود تیر

الف) مقاومت برشی موردنیاز تیر (V_r) باید با استفاده از تعادل استاتیکی بارهای ثقلی (با ضرایب بار مربوطه) که با اثر برش ناشی از نیروی زلزلهٔ محدود به ظرفیت مؤلفهٔ خمش در محل تشکیل مفاصل پلاستیک در طول تیر (V_{Ecl}) ترکیب می‌شوند، تعیین شود. با توجه به شکل بعدی، مقدار V_{Ecl} از رابطهٔ زیر تعیین می‌شود

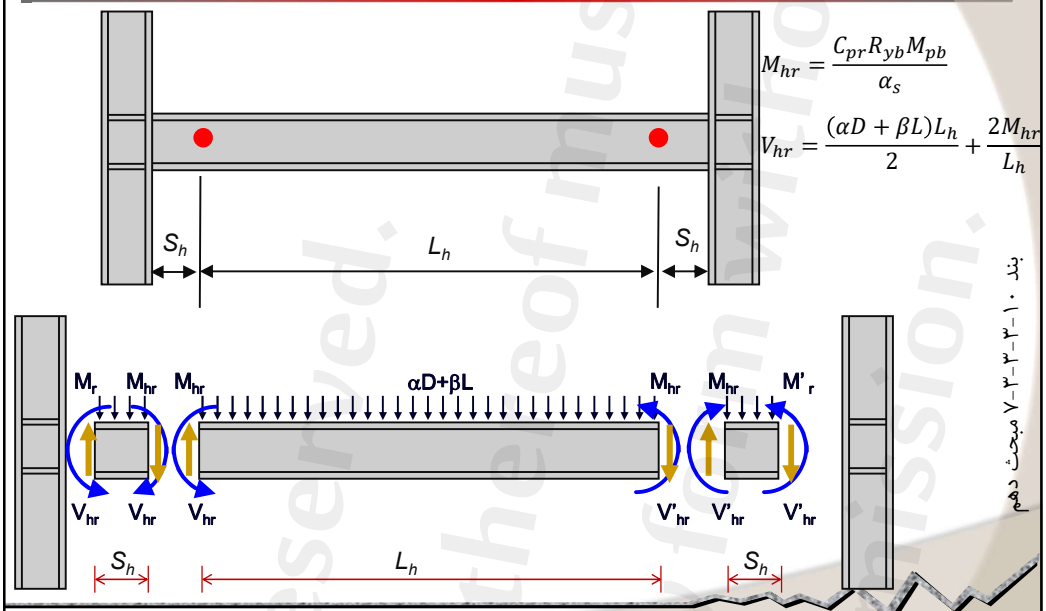
$$V_{Ecl} = \frac{2M_{pr}}{\alpha_s L_h}$$

در رابطهٔ فوق L_h فاصلهٔ بین محل تشکیل مفاصل پلاستیک در طول تیر است. محل تشکیل مفاصل پلاستیک برای اتصالات پیش تأیید شده در بخش ۱۰-۳-۷ ارائه شده است. در خصوص اتصالاتی که با انجام آزمایش تأییدشده استفاده می‌شوند، موقعیت محل تشکیل مفاصل پلاستیک باید براساس نتایج آزمایش تعیین شود. همچنین α_s برابر 1.0 در روش LRFD و برابر 1.5 در روش ASD است. سایر پارامترهای این رابطه، باید مطابق تعاریف بند ۱۰-۳-۳-۳-۶ (ضابطه تیر ضعیف ستون قوی) در نظر گرفته شود.

تبصره: در کنترل کفایت مقطع تیرهای نوردشده برای تأمین مقاومت برشی موردنیاز، مقاومت برشی موجود آن را که براساس ضوابط بخش ۱۰-۲-۶ محاسبه می‌شود، می‌توان در R_y ضرب کرد.

صفحه ۲۹۶ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



بند ۱۰-۳-۳-۷ مبحث دهم

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

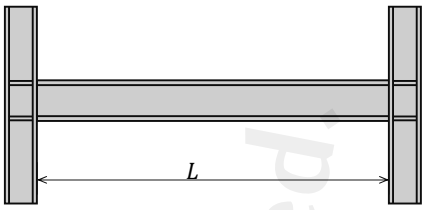
ب) درصورتیکه مقطع تیر در فاصلهٔ بین دو ستون ثابت باشد، مقاومت خمشی موردنیاز تیر صرفاً براساس ترکیبات بارگذاری متعارف تعیین می‌شود و نیازی به کنترل اضافی نیست. در غیر این صورت، علاوه بر آن محاسبات، مقاومت خمشی موردنیاز تیر در فاصلهٔ بین دو مفصل پلاستیک با استفاده از تعادل استاتیکی بارهای ثقلی (با ضرایب بار مربوطه) که با اثر برش ناشی از نیروی زلزلهٔ محدودبه ظرفیت (E_{cl}) به ترتیبی که در بند (الف) ذکر شد، ترکیب می‌شوند، تعیین می‌گردد. در این حالت در کنترل کفایت مقطع تیر برای تأمین مقاومت خمشی موردنیاز، مقاومت خمشی موجود تیر را که براساس ضوابط بخش ۱۰-۲-۵ محاسبه می‌شود، می‌توان در R_y ضرب کرد. در تیرهای با اتصالات تیر با مقطع کاهش یافته، در دو انتهای تیر مقاومت خمشی موردنیاز باید مطابق شکل قبل با در نظر گرفتن تعادل استاتیکی بارهای ثقلی (با ضرایب بار مربوطه) که با آثار نیروی زلزلهٔ محدود به ظرفیت (E_{cl}) ترکیب می‌شوند، تعیین شود. در این حالت در دو انتهای تیر، مقاومت خمشی موجود تیر را می‌توان برابر R_yM_{po}/α_s در نظر گرفت که در آن M_{po} لنگر پلاستیک مقطع، در انتهای تیر است.

پ) مقاومت محوری موردنیاز تیر (در صورت وجود) باید براساس ترکیبات بارگذاری متعارف تعیین شود.

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مثال) تیر شکل زیر مربوط به یک قاب خمشی فولادی ویژه بوده و اتصال آن از نوع WUF-W است. مقاومت برشی مورد نیاز این تیر به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ (فرض کنید وزن واحد طول تیر و نیز بارهای ثقلی وارد بر آن ناچیز است. همچنین فرض کنید تیر و ستون‌ها از ورق ساخته شده‌اند. M_p لنگر پلاستیک مقطع تیر می‌باشد.



الف) $\frac{3.22\ p}{L}$

ب) $\frac{2M_p}{L}$

ج) $\frac{2.3M_p}{L}$

د) $\frac{1.15\ p}{L}$

$$M_{hr} = \frac{C_{pr}R_{yb}M_{pb}}{\alpha_s} = \frac{1.4 \times 1.15 \times M_p}{1} = 1.61M_p$$

$$V_{hr} = \frac{(\alpha D + \beta L)L_h}{2} + \frac{2M_{hr}}{L_h} = 0 + \frac{2 \times 1.61M_p}{L} = \frac{3.22M_p}{L}$$

صفحه ۲۹۹ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مثال) در یک تیر فولادی با مقطع I شکل یکنواخت و ساخته شده از ورق به طول دهانه آزاد ۶ متر مربوط به یک قاب خمشی فولادی ویژه، لنگر پلاستیک مقطع برابر 600 kN.m محاسبه شده است. همچنین نیروی برشی در برستون حاصل از بارهای ثقلی ضریبدار (با ضرایب بار در حضور زلزله) برابر 150 kN محاسبه شده است. اگر اتصال گیردار (صلب) تیر به ستون از نوع WUF-W بوده و بارهای ثقلی به صورت گسترده یکنواخت باشد، مقاومت برشی مورد نیاز این تیر در دو انتها به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر خواهد بود؟ (F_y=240 MPa و F_u=370 MPa) (مهر ۹۸)

الف) 322 kN ب) 350 kN ج) 426 kN د) 472 kN

پاسخ:

$$V_{hr} = \frac{(\alpha D + \beta L)L_h}{2} + \frac{2M_{hr}}{L_h} = 150 + \frac{2 \times 1.4 \times 1.15 \times 600}{6} = 472\ kN$$

صفحه ۳۰۰ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

اتصال تیر به ستون

اتصالات خمشی تیر به ستون باید توانایی تحمل تغییرشکل‌های دورانی حداقل به میزان 0.04 رادیان را بدون کاهش قابل توجه در مقاومت موجود خود دارا باشند. برای احراز این شرط لازم است اتصالات خمشی به کاررفته در قاب‌های خمشی ویژه از طریق آزمایش‌های تعیین شده در بخش ۱۰-۳-۸ مورد تأیید قرار گیرند. در صورت عدم انجام آزمایش، استفاده از اتصالات پیش تأییدشدهٔ ارائه شده در بخش ۱۰-۳-۷ بلامانع است.

در قاب‌های خمشی ویژه مقاومت‌های موردنیاز اتصال تیر به ستون به شرح زیر تعیین می‌شود:

الف) مقاومت خمشی موردنیاز (M_r) و مقاومت برشی موردنیاز (V_r) اتصال باید با در نظر گرفتن تعادل استاتیکی بارهای ثقلی (با ضرایب بار مربوطه) که با آثار نیروی زلزلهٔ محدود به ظرفیت مؤلفهٔ خمش در محل تشکیل مفاصل پلاستیک در طول تیر (E_{cl}) ترکیب می‌شوند، تعیین شود.

برای این منظور می‌توان از ضوابط بند ۱۰-۳-۳-۷ استفاده نمود. کلیهٔ الزامات مندرج در بند ۱۰-۲-۹-۱۰ (الزامات ویژه بال و جان مقاطع اعضای تحت اثر بارهای متمرکز) در خصوص بال و جان ستون در محل اتصال باید بر مبنای مقاومتی که از محاسبات مذکور به دست می‌آید، رعایت شود.

ب) مقاومت محوری موردنیاز اتصال تیر به ستون (در صورت وجود) باید براساس ترکیبات بارگذاری متعارف تعیین شود.

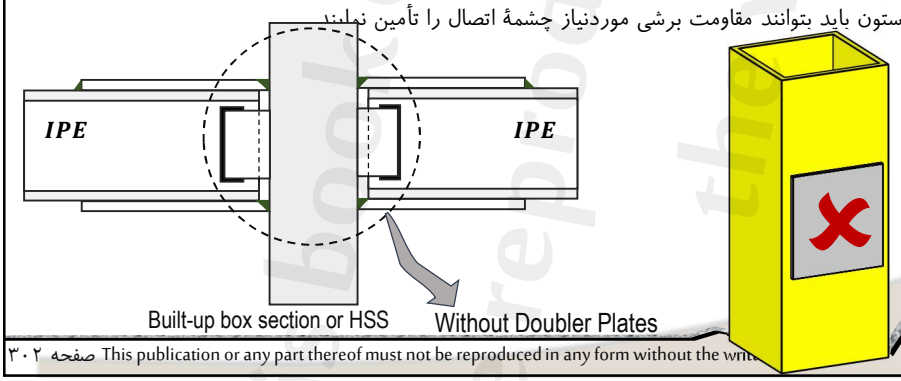
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

برش در چشمه اتصال

الف) چشمهٔ اتصال در برابر برش باید الزامات بخش ۱۰-۲-۹-۱۰ را اقناع نماید که در آن مقاومت برشی موردنیاز این چشمه باید با توجه به لنگرهای خمشی انتهای تیرهای طرفین اتصال که براساس ضوابط بند ۱۰-۳-۳-۸-الف (ضابطه اتصال تیر به ستون) به دست می‌آید، تعیین شود. در صورتیکه مقاومت برشی موردنیاز چشمهٔ اتصال بیش از مقاومت برشی موجود آن باشد، در چشمهٔ اتصال تعبیهٔ ورق یا ورقهای مضاعف الزامی بوده و ضخامت آن (یا آنها) براساس اختلاف مقاومت برشی موردنیاز و مقاومت برشی موجود به دست می‌آید.

تبصره ۱: در ستون‌های قوطی شکل (HSS) و جعبه‌ای ساخته شده از ورق، استفاده از ورق‌های مضاعف مجاز نبوده و جان‌های مقطع ستون باید بتوانند مقاومت برشی موردنیاز چشمهٔ اتصال را تأمین نمایند.



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the wri

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

تبصره۲: در ستون‌های قوطی شکل (HSS) و جعبه‌ای ساخته شده از ورق، درصورتیکه در گره موردنظر ستون در محل تقاطع دو قاب خمشی قرار گرفته باشد، در محاسبات مقاومت برشی موجود چشمه اتصال مطابق الزامات بخش ۱۰-۲-۹-۱۰-۶ باید آثار لنگر خمشی وارد بر ستون از امتداد دیگر نیز در نظر گرفته شود. برای این منظور می‌توان برای محاسبهٔ مقاومت چشمهٔ اتصال برای تیر امتداد x وارد به ستون به جای روابط ۱۰-۲-۹-۴۰ الی ۱۰-۲-۹-۴۳ از روابط زیر استفاده نمود:

۱) در حالتی که آثار تغییرشکل غیر الاستیک چشمهٔ اتصال در تحلیل سازه منظور نشود:

برای حالتی که $\alpha\left(\frac{P_{rc}}{P_{yc}}+\frac{M_{rby}}{M_{pcx}}\right)\leq 0.4$ باشد:

$$R_n = 0.6F_y d_c t_w$$

برای حالتی که $\alpha\left(\frac{P_{rc}}{P_{yc}}+\frac{M_{rby}}{M_{pcx}}\right)> 0.4$ باشد:

$$R_n = 0.6F_y d_c t_w\left(1.4-\alpha\left(\frac{P_{rc}}{P_{yc}}+\frac{M_{rby}}{M_{pcx}}\right)\right)$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

۲) در حالتی که آثار تغییرشکل غیر الاستیک چشمهٔ اتصال در تحلیل سازه منظور شود:

برای حالتی که $\alpha\left(\frac{P_{rc}}{P_{yc}}+\frac{M_{rby}}{M_{pcx}}\right)\leq 0.75$ باشد:

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

برای حالتی که $\alpha\left(\frac{P_{rc}}{P_{yc}}+\frac{M_{rby}}{M_{pcx}}\right)> 0.75$ باشد:

$$R_n = 0.6F_y d_c t_w\left(1+\frac{3b_{cf}t_{cf}^2}{d_b d_c t_w}\right)\left(1.9-1.2\alpha\left(\frac{P_{rc}}{P_{yc}}+\frac{M_{rby}}{M_{pcx}}\right)\right)$$

در روابط فوق P_{yc} مقاومت محوری تسلیم ستون ($P_{yc}=A_gF_y$)، P_{rc} مقاومت محوری موردنیاز ستون در ترکیب بار راستای x، M_{rby} لنگر خمشی موردنیاز تیر امتداد y وارد به ستون در ترکیب بار راستای x، M_{pcx} لنگر خمشی پلاستیک ستون حول محور x که در آن $M_{pcx}=F_{yc}Z_{cx}$ است. سایر پارامترهای این روابط در بخش‌های ۱۰-۲-۹-۱۰-۶ معرفی شده‌اند.

در این نوع ستون‌ها برای محاسبات امتداد دیگر نیز مقاومت چشمهٔ اتصال برای تیر امتداد y وارد به ستون باید به صورت مشابه برای اثر نیروی محوری ستون و لنگر خمشی تیر امتداد x وارد به ستون، اصلاح شود.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

ب) ضخامت هر یک از ورق‌های واقع در چشمهٔ اتصال، شامل جان (یا جان‌های) ستون و ورق‌های مضاعف (در صورت وجود) باید رابطهٔ زیر را برآورده نمایند:

که در آن:

$$t_z \geq \frac{(d_z + w_z)}{90}$$

d_z = panel zone depth between continuity plates $= d_b - 2t_{bf}$

w_z = panel zone width between column flanges $= d_c - 2t_{cf}$

که در آن t_z ضخامت جان (یا هر یک از جان‌های) ستون یا هر یک از ورق‌های تقویتی چشمهٔ اتصال (ورق‌های مضاعف)، d_z عمق چشمهٔ اتصال که فاصلهٔ آزاد بین ورق‌های پیوستگی است. همچنین w_z پهنای چشمهٔ اتصال که فاصلهٔ آزاد بین بال‌های ستون است.

تعیین ضخامت ورق مضاعف:

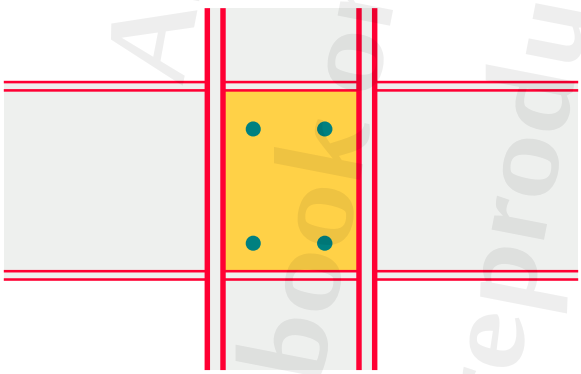
اختلاف مقاومت مورد نیاز و مقاومت موجود برشی ناشی از جان ستون $> 0.6t_{doub}d_cF_y$

صفحه ۳۰۵ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

تبصره: درصورتی‌که ورق‌های مضاعف با جوش انگشتانهٔ کافی به جان ستون متصل شده باشند، مجموع ضخامت جان ستون و ورق‌های تقویت چشمهٔ اتصال به عنوان t_z منظور می‌گردد. در اینگونه موارد کنترل رابطهٔ فوق در فاصلهٔ بین جوش‌های انگشتانه به طور مجزا برای ورق‌های مضاعف و جان ستون الزامی است.

- در صورت استفاده از جوش انگشتانه، تعداد آنها باید حداقل ۴ عدد باشد.

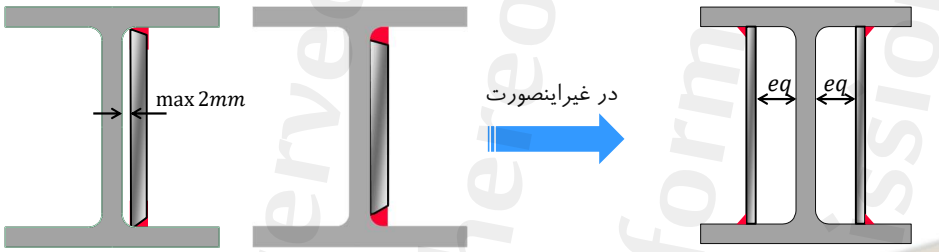


صفحه ۳۰۶ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

پ) در ستون‌های H شکل و صلیبی، در صورت نیاز به تعبیهٔ ورق‌های مضاعف در محل اتصال تیر به ستون، ورق‌های مضاعف باید حداقل ۶ میلیمتر ضخامت داشته و علاوه بر تأمین الزامات بخش ۱۰-۲-۹-۱۰ دارای شرایط زیر نیز باشند:

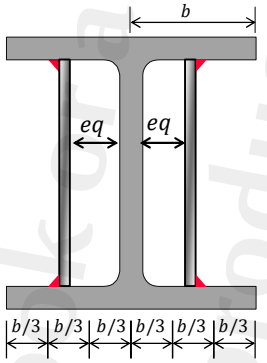
۱- ورق‌های مضاعف می‌توانند در تماس با جان یا با فاصله از آن اجرا شوند. درصورتیکه فاصلهٔ بین ورق مضاعف و جان ستون کوچکتر یا مساوی ۲ میلیمتر باشد، ورق مضاعف در تماس با جان قلمداد می‌شود و ورق یا ورق‌های مضاعف می‌توانند در یک یا هر دو طرف جان ستون تعبیه شود. در غیر این صورت ورق‌های مضاعف باید به صورت متقارن و در هر دو طرف جان ستون به کار روند.



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

۲- در ستون‌های H شکل، در مواردی که ورق‌های مضاعف در هر دو طرف جان ستون به کار می‌روند، این ورق‌ها باید به صورت متقارن و در محدودهٔ یک سوم میانی فاصلهٔ بین مرکز صفحهٔ جان ستون و نوک بال تیر یا ورق‌های اتصال بال فوقانی و تحتانی تیر تعبیه شود.

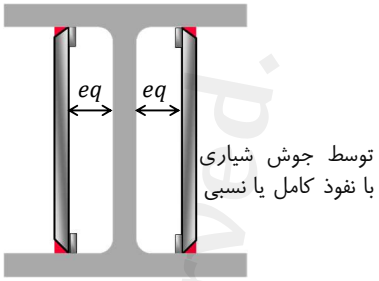


 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

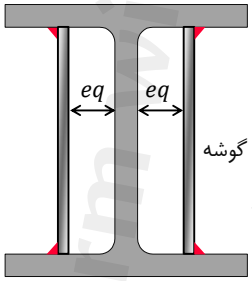
All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

۳- اتصال ورق‌های مضاعف به بال ستون می‌تواند از نوع جوش شیاری با نفوذ کامل یا ناقص یا جوش گوشه باشد. مقاومت مورد نیاز جوش شیاری با نفوذ ناقص یا جوش گوشه باید برابر مقاومت برشی موجود ورق مضاعف در نظر گرفته شود.



توسط جوش شیاری با نفوذ کامل یا نسبی

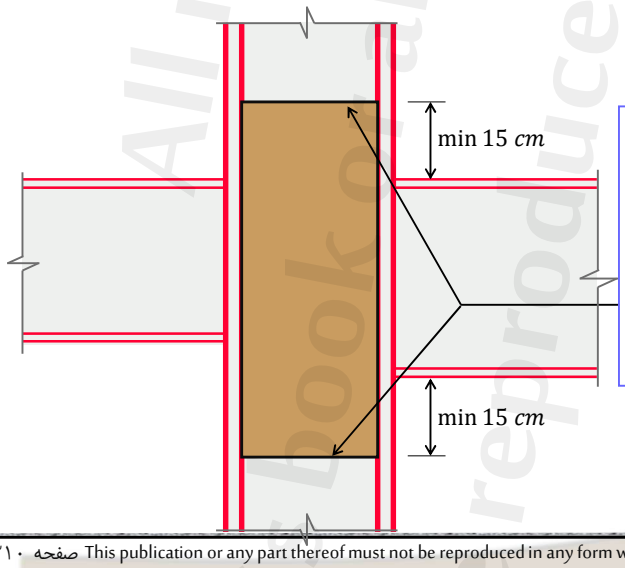


توسط جوش گوشه

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

۴- در مواردی که نیاز به تعبیهٔ ورق‌های پیوستگی نباشد، ورق‌های مضاعف باید حداقل ۱۵۰ میلیمتر از بالا و پایین بال‌های فوقانی و تحتانی تیر ادامه یافته و از طریق جوش گوشه به جان ستون جوش شوند.

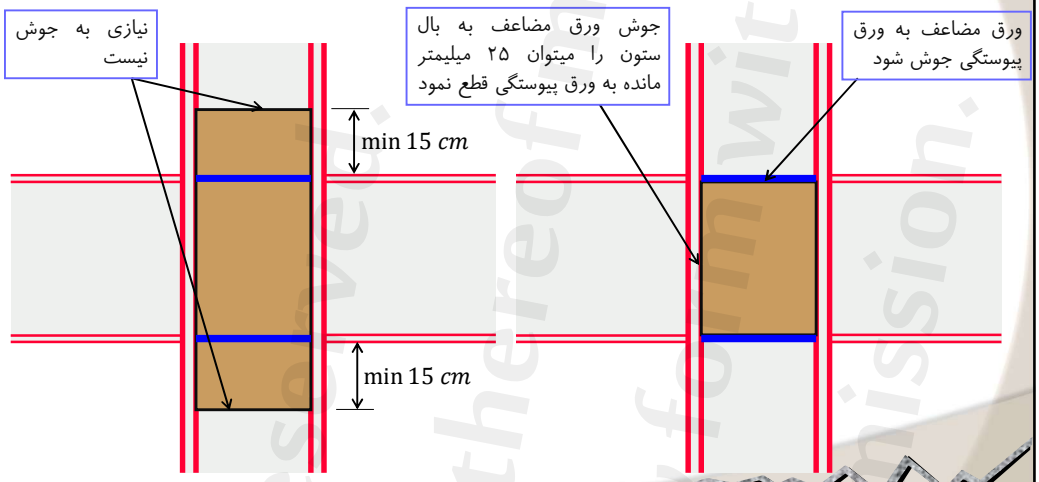


در صورتی که ورق پیوستگی در تماس با جان ستون بوده و ضخامت ورق مضاعف و ورق جان ستون به تنهایی رابطه $t_z \geq \frac{(d_z+w_z)}{90}$ را اقناع کنند، نیازی به جوش بالا و پایین ورق مضاعف نیست. در غیر اینصورت نیاز به جوش گوشه با حداقل بعد گفته شده در مبحث دهم باید برای آن اعمال شود.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

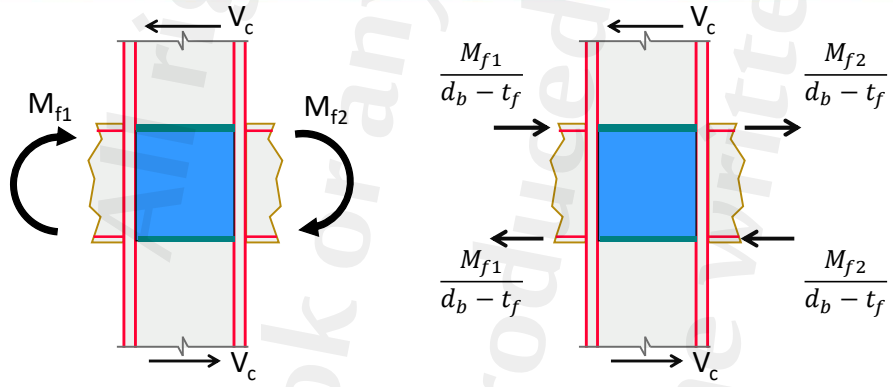
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

۵- در صورت وجود ورق‌های پیوستگی، ورق‌های مضاعف باید در محل ورق‌های پیوستگی قطع شده و از طریق جوش شیاری با نفوذ کامل یا ناقص یا جوش گوشه به ورق‌های پیوستگی جوش شوند. مقاومت موردنیاز جوش شیاری با نفوذ ناقص یا جوش گوشه باید حداقل برابر 0.75 مقاومت برشی موجود ورق مضاعف در نظر گرفته شود.



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



مقاومت برشی مورد نیاز چشمه اتصال $R_u = \frac{\sum M_f}{(d_b - t_f)} - V_c$

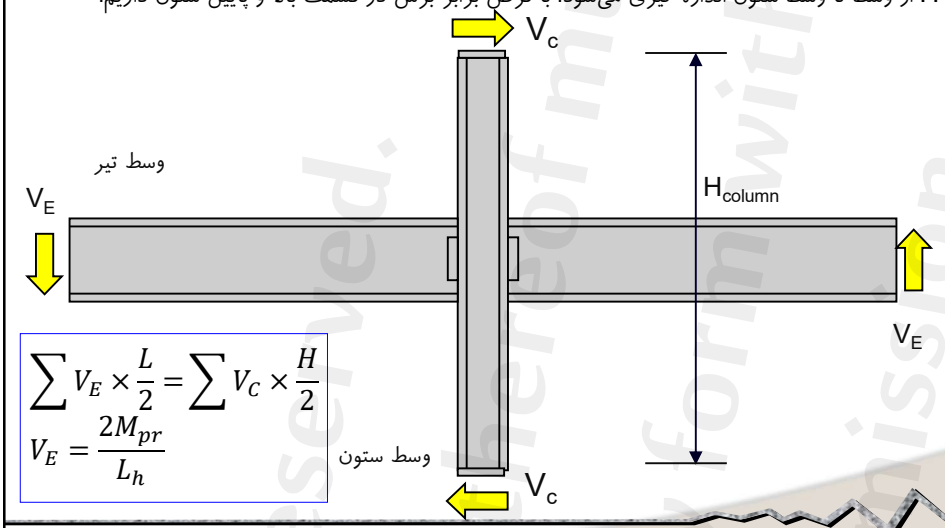
که V_c نیروی برشی ستون بالایی به علت بارهای زلزله است که توسط روابط اسلاید بعد تعیین می‌شود.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

کنترل مقاومت چشمه اتصال (Check column panel zone strength)

مقدار H از وسط تا وسط ستون اندازه گیری می‌شود. با فرض برابر برش در قسمت بالا و پایین ستون داریم:

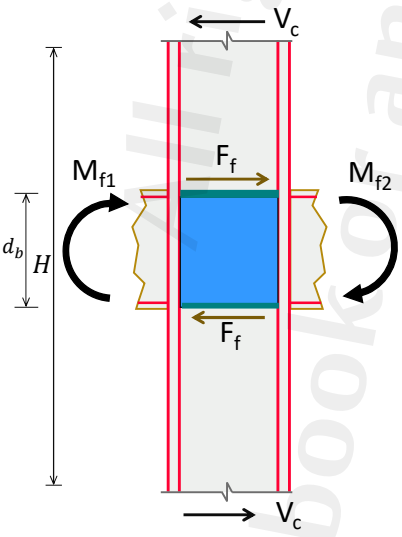


$$\sum V_E \times \frac{L}{2} = \sum V_C \times \frac{H}{2}$$

$$V_E = \frac{2M_{pr}}{L_h}$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



$$\Rightarrow \sum \frac{2M_{pr}}{L_h} \times \frac{L}{2} = \sum V_C \times \frac{H}{2}$$

$$\Rightarrow \sum \frac{M_{pr}}{L_h} \times (L_h + 2S_h)$$

$$= \sum M_{pr} + \frac{2M_{pr}}{L_h} S_h$$

$$= \sum M_{pr} + V_E S_h = \sum M^*_{pb}$$

$$\Rightarrow V_C = \frac{\sum M^*_{pb}}{\sum H/2}$$

$$F_f = \frac{\Sigma M_f}{d_p - t_f}$$

$$V_Z = F_f - V_C$$

مقدار V_Z بایستی از مقاومت چشمه اتصال کمتر باشد. در غیر اینصورت نیاز به ورق مضاعف است.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

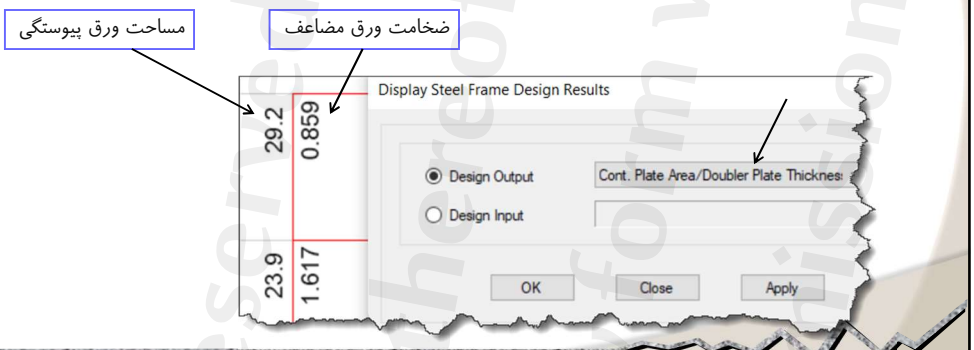
This book is copyrighted. No part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

آیا برنامه ETABS قادر به تعیین ضخامت ورق مضاعف و مساحت ورق پیوستگی است؟

بله. در صورتی که مقطع مقطع ستون استفاده شده در مدل H شکل باشد، بعد از طراحی از مسیر زیر می توان مساحت ورق پیوستگی و ضخامت ورق مضاعف را ملاحظه نمود.

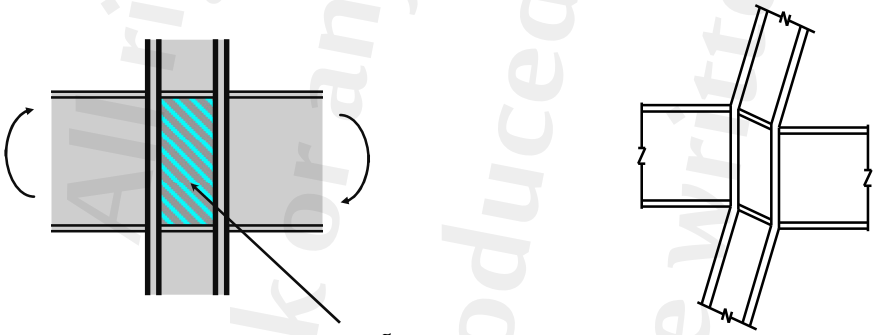
Design menu > Steel Frame Design > Display Design Info



This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

ناحیه چشمه اتصال و مدلسازی آن



این ناحیه از ستون تحت برش زیادی قرار دارد و ممکن است در آن مفصل برشی ایجاد شود. برای همین علت، باید برای ظرفیت مورد انتظار تیر طراحی شود.

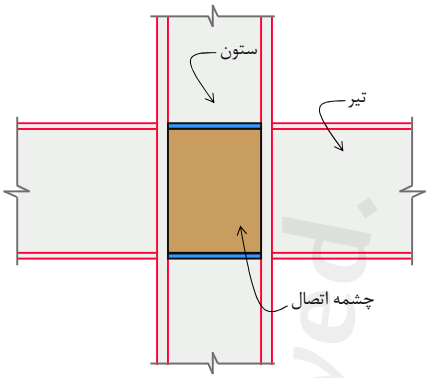
حدوداً ۱۰٪ از دریفت طبقه، ناشی از تغییرشکل برشی چشمه اتصال است.

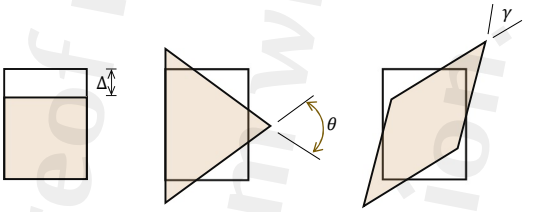
This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

سه نوع تغییرشکل در چشمه اتصال ممکن است:

- تغییرشکل محوری (ناچیز)
- خمشی (ناچیز)
- برشی





طبق ASCE7-16 داریم:

ASCE7-16

12.7.3 Structural Modeling

For steel moment frame systems, the contribution of panel zone deformations to overall story drift shall be included.

صفحه ۳۱۷ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

اثر منظور نمودن تغییرشکل چشمه اتصال بر جابجایی قاب

با منظور نمودن اثر چشمه اتصال

بدون منظور نمودن اثر چشمه اتصال

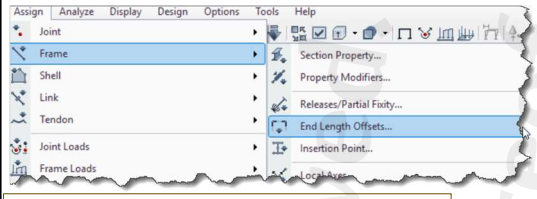
صفحه ۳۱۸ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

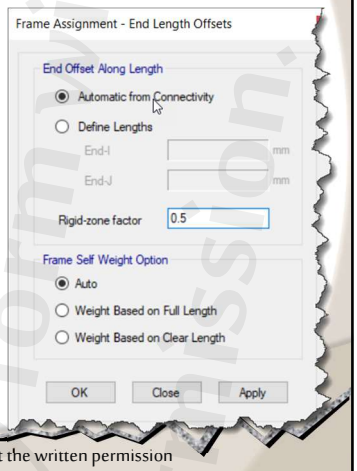
چشمه اتصال و ناحیه صلب انتهایی

FEMA 451: Members were modeled using centerline dimensions without rigid end offsets. This allows, in an approximate but reasonably accurate manner, deformations to occur in the beam-column joint region.

در FEMA 451 نیز مقداری برای درصد ناحیه چشمه اتصال ارائه نشده است

CSI Help: Concrete frames should never use a fully rigid zone. A value of 0.5 is recommended for concrete frames, where 50% of the actual offset is considered rigid.

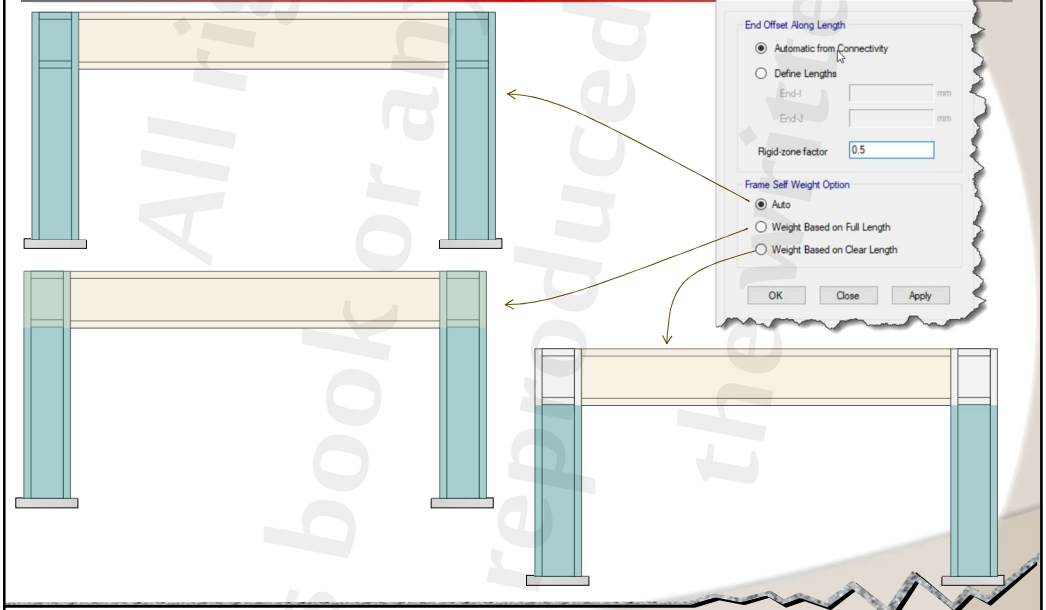




وزن تیر بدون لحاظ کردن ناحیه صلب انتهایی براساس طول خالص و وزن ستون براساس طول کل محاسبه میشود.

وزن تیر و ستون بدون لحاظ کردن ناحیه صلب انتهایی براساس طول کل محاسبه میشود.

صفحه ۳۱۹ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

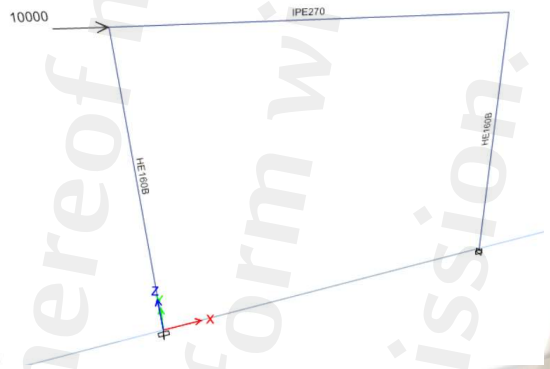


صفحه ۳۲۰ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مثال) قاب دوبعدی نشان داده شده در شکل زیر را در نظر بگیرید. پای ستون‌ها گیردار، مقطع تیر IPE270، مقطع ستون IPB160 و بار جانبی ۱۰ تن به بالای قاب اعمال شده است. در حالت‌های مختلف، اثر چشمه اتصال بررسی شود. عرض دهانه ۴ متر و ارتفاع ۳ متر در نظر گرفته شود.



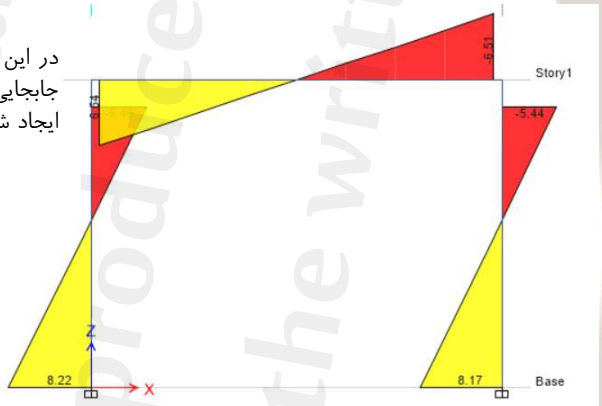
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

Model 1: Rigid zone factor = 0, No panel zone

Maximum deflection: Δx = 3.05 cm

در این مدل که ناحیه صلب انتهایی صفر در نظر گرفته جابجایی زیاد رخ داده (محافظه کارانه) و مقدار لنگرهای ایجاد شده در اعضا کمترین هستند (غیر محافظه کارانه)



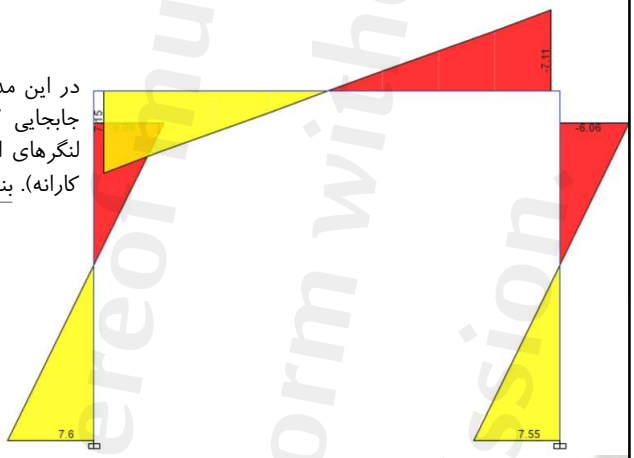
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

Model 2: Rigid zone factor = 1.0, No panel zone

Maximum deflection: Δx = 2.52 cm

در این مدل که ناحیه صلب انتهایی یک در نظر گرفته جابجایی کمی رخ داده (غیر محافظه کارانه) و مقدار لنگرهای ایجاد شده در اعضا بیشترین هستند (محافظه کارانه). بنابراین این مدل توصیه نمی‌شود.



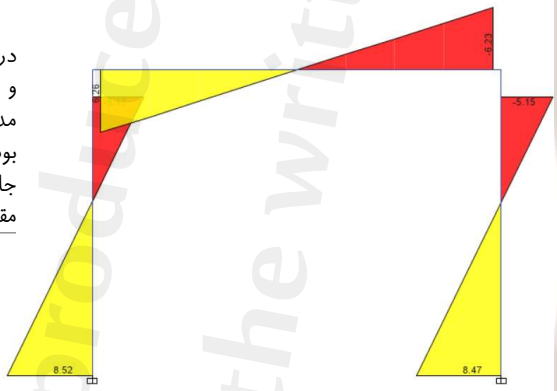
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

Model 3: Rigid zone factor = 0, Panel zone from column

Maximum deflection: Δx = 3.31 cm

در این مدل که ناحیه صلب انتهایی صفر در نظر گرفته و چشمه اتصال با استفاده از مشخصات هندسی ستون مدلسازی شده است. در این مدل گره ها انعطاف پذیر بوده و دوران زیادی در آنها رخ میدهد که باعث ایجاد جابجایی زیاد میگردد. این مدل توصیه نمی‌شود زیرا مقادیر لنگرها در آن غیرمحافظه کارانه هستند.



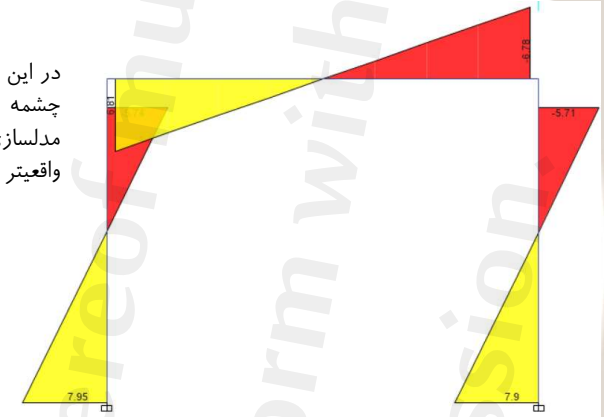
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

Model 4: Rigid zone factor 1.0, Panel zone from column

Maximum deflection: Δx = 2.83 cm

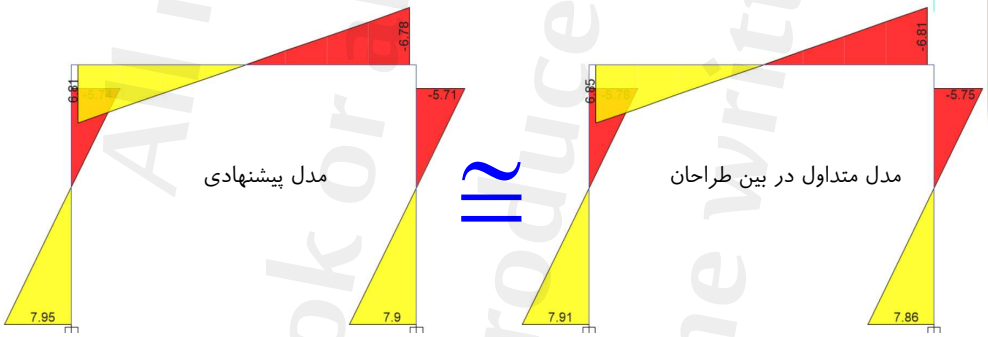
در این مدل که ناحیه صلب انتهایی یک در نظر گرفته و چشمه اتصال با استفاده از مشخصات هندسی ستون مدلسازی شده است. در این مدل انعطاف پذیری گره‌ها واقعیتر بوده و توصیه می‌شود از این مدل استفاده گردد.



صفحه ۳۲۵ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مقایسه مدل ۴ (توصیه شده) و مدل متداول بین طراحان:



Rigid zone factor 1.0, Panel zone from column

Maximum deflection: Δx = 2.83 cm

Rigid zone factor 0.5, No panel zone

Maximum deflection: Δx = 2.77 cm

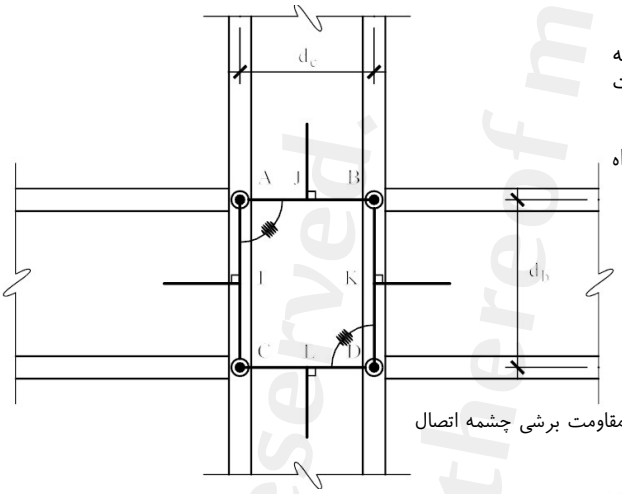
صفحه ۳۲۶ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

مدلسازی چشمه اتصال

کراوینکر (Krawinkler) در سال ۱۹۷۸ یک مدل ساده برای در نظر گرفتن اثرات چشمه اتصال ارائه داد.

این مدل (مدل قیچی) در حین سادگی باعث افزایش درجات آزادی قاب می‌شود.

مدل کراوینکر فرض می‌نماید سطح چشمه اتصال دارای دو مکانیزم مقاوم و بصورت موازی است:



۱-مقاومت برشی جان ستون به همراه ورق‌های مضاعف

۲- مقاومت خمشی بال ستون

این دو مکانیزم در مبحث دهم نیز برای تعیین مقاومت برشی چشمه اتصال بکار رفته است.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

(رابطه ۱۰-۳-۳-۹ مبحث دهم از مقررات ملی) ⇦

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

رابطه فوق را می‌توان بصورت زیر بازنویسی نمود:

$$R_n = 0.6F_y d_c t_w + 1.8\frac{F_y b_{cf} t_{cf}^2}{d_b} \equiv V_{Panel} + 1.8V_{Flanges}$$

↑ مقاومت برشی جان ستون

↑ مقاومت خمشی بال ستون که از مشاهدات تجربی حاصل شده

مقدار t_w شامل جان ستون+ ضخامت ورق مضاعف است

مقاومت برشی جان ستون بر اساس معیار وون میسز

$$V_{Panel} = \frac{1}{\sqrt{3}}F_y \times d_c t_w \approx 0.6F_y d_c t_w$$

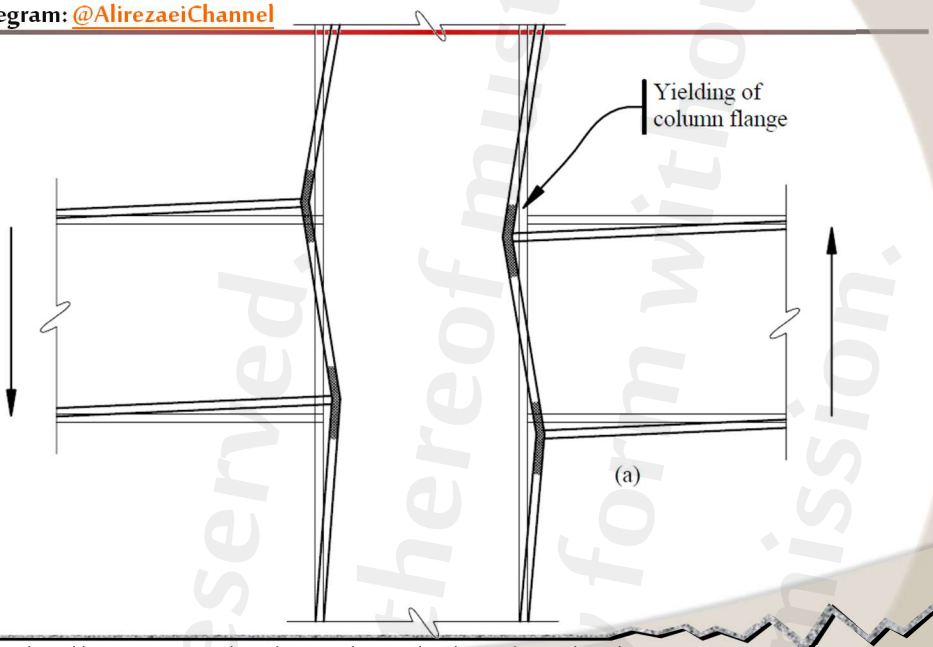
مقاومت خمشی رابطه Rn براساس مشاهدات تجربی حاصل شده است. در این حالت با توجه به شکل اسلاید بعدی، می‌توان در محل اتصال بال تیر به ستون یک مفصل خمیری با ظرفیت زیر در نظر گرفت.

plastic moment capacity $M_p = ZF_y = \frac{b_{cf}t_{cf}^2}{4}F_y$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

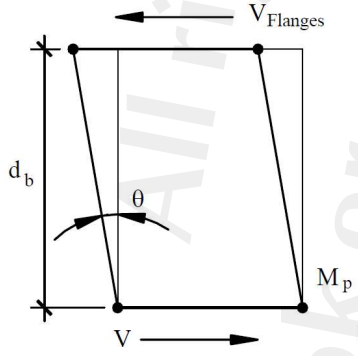
All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



صفحه ۳۲۹ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



با توجه به شکل روبرو و استفاده از روش کار مجازی:

$$4M_p\theta = V_{Flanges} d_b \theta \quad \Rightarrow \quad V_{Flanges} = \frac{4M_p}{d_b}$$

با جانشانی مقدار M_p بدست آمده در اسلاید قبل در رابطه اخیر:

$$V_{Flanges} = \frac{4}{d_b} \times \frac{F_y b_{cf} t_{cf}^2}{4} = \frac{F_y b_{cf} t_{cf}^2}{d_b}$$

☜ لیکن در رابطه اخیر مقدار ۱/۸ دیده نمی‌شود که این مقدار از نتایج آزمایشگاهی بدست آمده است و بایستی در عبارت فوق ضرب شود.

☜ توجه شود، اثر مقاومت بال ستون در برابر مقاومت برشی جان ستون بسیار ناچیز است. مگر آنکه جان ستون نازک باشد.

صفحه ۳۳۰ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

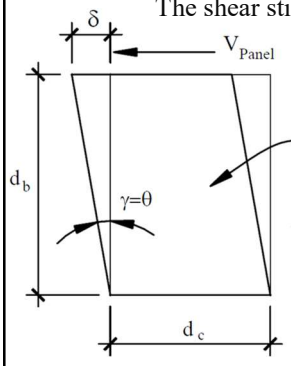
This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission. All rights reserved.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

The shear stiffness of the panel

سختی برشی چشمه اتصال:

با توجه به شکل روبرو داریم:



$$K_{Panel,\gamma} = \frac{V_{Pamel}}{\gamma} = \frac{V_{Pamel}}{\frac{\delta}{d_b}}$$

از مقاومت مصالح داریم:

$$\gamma = \frac{\tau}{G} \quad \Rightarrow \quad \gamma = \delta/d_b$$

$$\delta = \frac{V_{Panel} d_b}{G t_w d_c} \quad \Rightarrow \quad K_{Panel,\gamma} = \frac{V_{Panel}}{\left(\frac{V_{Panel} d_b}{G t_w d_c}\right)\frac{1}{d_b}} = G t_w d_c$$

در این حالت مقدار کرنش برشی تسلیم برابر است با:

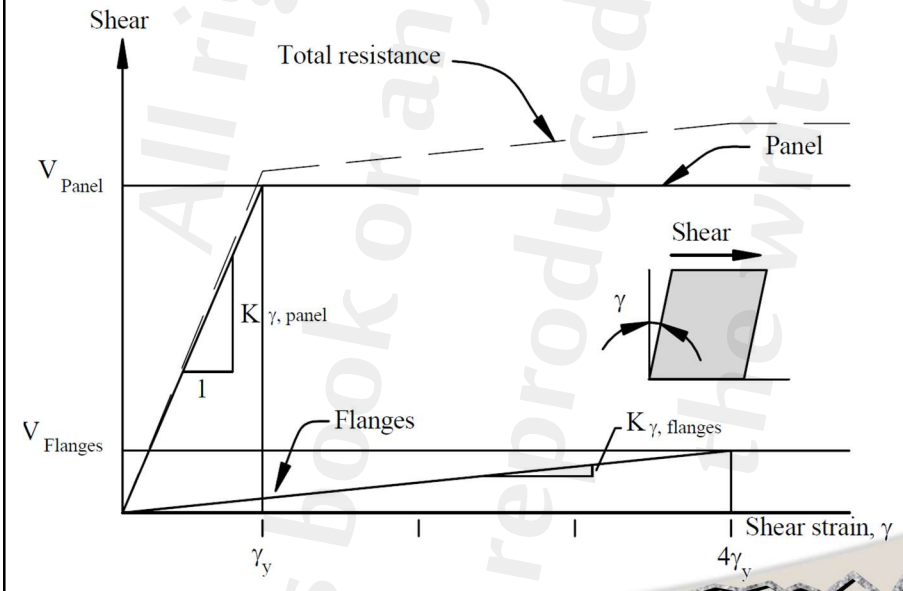
$$\gamma_y = \frac{V_{Panel}}{K_{Panel,\gamma}} = \frac{0.6 F_y d_c t_w}{G t_w d_c} = \frac{0.6 F_y}{G}$$

در مدل کراوینکر فرض می‌شود که جاری شدن مولفه بال ستون در چهار برابر جابجایی مولفه چشمه اتصال رخ می‌دهد. بنابراین مقاومت چشمه اتصال برابر است با:

$$\text{panel zone strength} = V_{panel} + 0.25 V_{flanges}$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



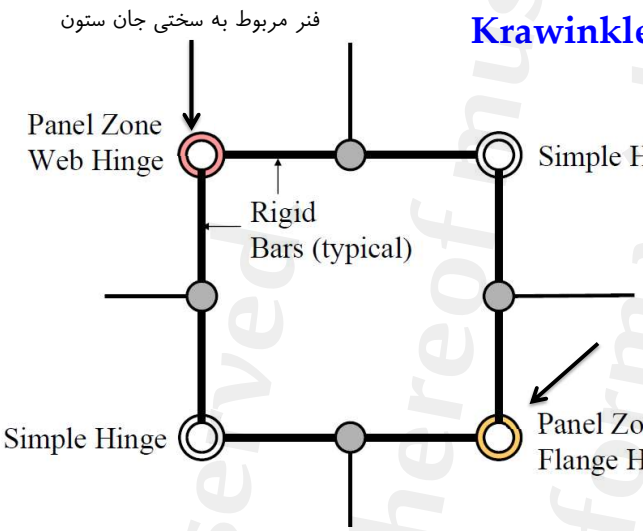
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

فنر مربوط به سختی جان ستون

Krawinkler Joint Model



فنر مربوط به سختی بال ستون

صفحه ۳۳۳ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

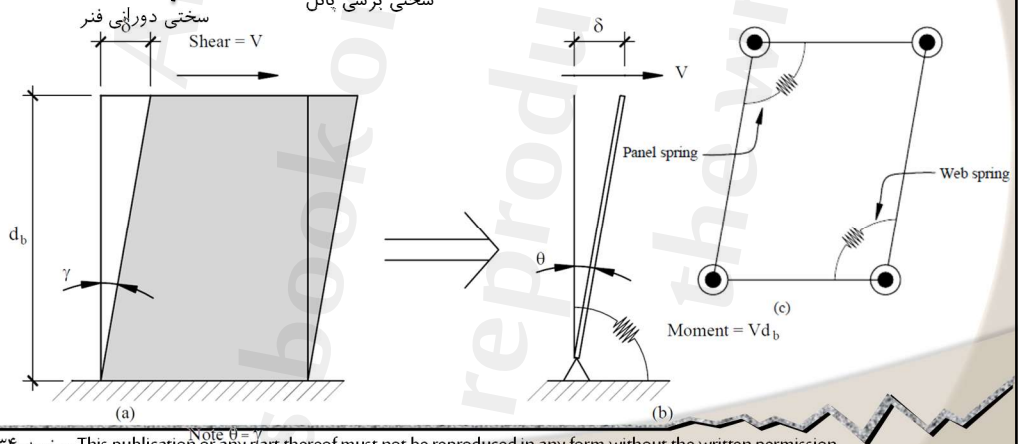
تبدیل تغییر شکل برشی به تغییر شکل دورانی فنر

$$M_{Panel} = V_{Pamel} d_b = 0.6 F_y d_c t_w d_b = 0.6 F_y \times (\text{volume of the panel})$$

$$K_{Panel,\theta} = \frac{M_{Panel}}{\theta} = \frac{V_{Pamel} d_b}{\theta} = \frac{K_{Panel,\gamma} d_b \gamma}{\gamma} = K_{Panel,\gamma} d_b = G d_c t_w d_b$$

$$= G \times (\text{volume of the panel})$$

سختی دورانی فنر — سختی برشی پانل



صفحه ۳۳۴ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

بطور مشابه برای مولفه بال ستون داریم:

$$M_{Flanges} = 1.8V_{Flanges}d_b = 1.8F_y b_{cf} t_{cf}^2$$

$$\theta_y = \gamma_y = \frac{M_{Panel}}{K_{Panel,\theta}} = \frac{0.6F_y \times (\text{volume of the panel})}{G \times (\text{volume of the panel})} = \frac{0.6F_y}{G}$$

برای تعیین سختی اولیه فنر بال، فرض می‌شود که فنر در چهار برابر دوران چشمه اتصال جاری می‌شود.

$$K_{Flanges,\theta} = \frac{M_{Flanges,\theta}}{4\theta_y} = \frac{1.8F_y b_{cf} t_{cf}^2}{4 \times \frac{0.6F_y}{G}} = 0.75G b_{cf} t_{cf}^2$$

توجه شود در تمام روابط فوق برای d_c و d_b بایستی فاصله مرکز به مرکز بال‌ها در نظر گرفته شود. به عبارت دیگر از ارتفاع کلی ستون یا تیر، به میزان ضخامت یک بال کسر شود.

$$d_c \equiv d_{c,nom} - t_{cf}$$

در صورتی که از مدل دو خطی استفاده شود، شیب قسمت دوم رفتار با ۳٪ شیب اولیه در نظر گرفته می‌شود.

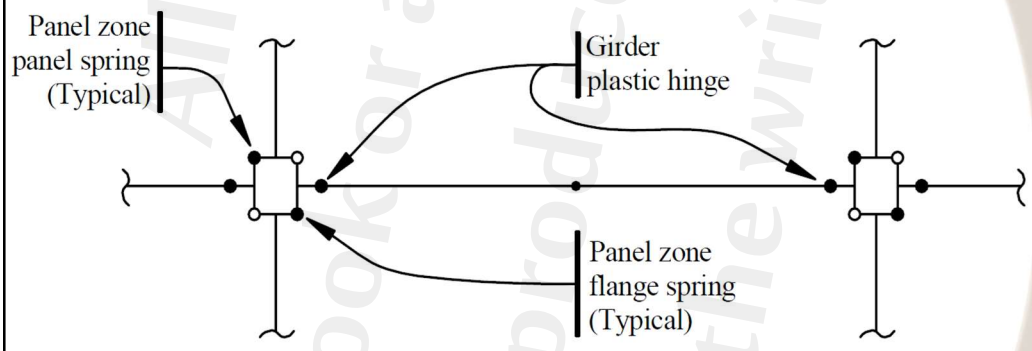
$$K_{SH,\theta} = 0.03\left(K_{Panel,\theta} + K_{Flanges,\theta}\right)$$

صفحه ۳۳۵ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مدل چشمه اتصال و تیر

فنر مربوط به سختی جان ستون



فنر مربوط به سختی بال ستون

صفحه ۳۳۶ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

⇦ مثال) در یک اتصال تیر به ستون، با مشخصات داده شده در زیر، پارامترهای مدل کارووینکر را بدست آورید. مقطع تیر IPE270، مقطع ستون IPB300 که در آن از یک ورق مضاعف به ضخامت یک سانتیمتر استفاده شده است.

$$F_y = 2400\ \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad , \quad G = 800000\ \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$IPE270 \quad \rightarrow \quad d_{b,nom} = 27\ \text{cm} \quad , \quad t_f = 1.02\ \text{cm} \quad , \quad d_b = 25.95\ \text{cm}$$

$$IPB300 \quad \rightarrow \quad d_{c,nom} = 30\ \text{cm} \quad , \quad t_{web} = 1.1\ \text{cm} \quad , \quad t_{cf} = 1.9\ \text{cm}$$

$$d_c = 30\ \text{cm} - 1.1\ \text{cm} = 28.1\ \text{cm} \quad , \quad b_{cf} = 30\ \text{cm}$$

Total panel zone thickness $= t_w = 1.1\ \text{cm} + 1\ \text{cm} = 2.2\ \text{cm}$

$$V_{Panel} = \frac{1}{\sqrt{3}} F_y \times d_c t_w \approx 0.6 F_y d_c t_w = 0.6 \times 2400 \times 28.1 \times 2.2 = 40400\ \text{kg}$$

$$V_{Flanges} = 1.8 \frac{F_y b_{cf} t_{cf}^2}{d_b} = 1.8 \times \frac{2400 \times 30 \times 1.9^2}{25.95} = 10000\ \text{kg}$$

$$K_{Panel,\gamma} = G t_w d_c = 800000 \times 2.2 \times 28.1 = 49.45 \times 10^6\ \frac{\text{kg}}{\text{unit shear strain}}$$

$$\theta_y = \gamma_y = \frac{0.6 F_y}{G} = \frac{0.6 \times 2400}{800000} = 0.0018$$

صفحه ۳۳۷ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

$$M_{Panel} = V_{Panel} d_b = 40400 \times 25.95 \times 10^{-5} = 10.5\ \text{ton.m}$$

$$K_{Panel,\theta} = K_{Panel,\gamma} d_b = 49.45 \times 10^6 \times 25.95 = 12832\ \frac{\text{ton.m}}{\text{radian}}$$

$$M_{Flanges} = V_{Flanges} d_b = 10000 \times 25.95 \times 10^{-5} = 2.595\ \text{ton.m}$$

$$K_{Flanges,\theta} = \frac{M_{Flanges}}{4\gamma_y} = 360\ \frac{\text{ton.m}}{\text{radian}}$$

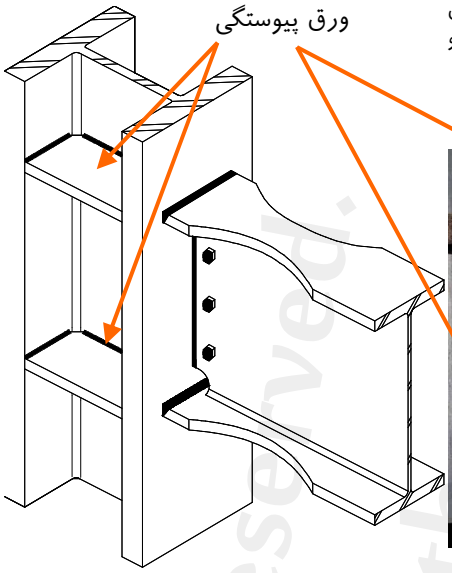
☜ همانطور که دیده می‌شود، سهم مولفه چشمه اتصال نسبت به بال بسیار بیشتر است.

صفحه ۳۳۸ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

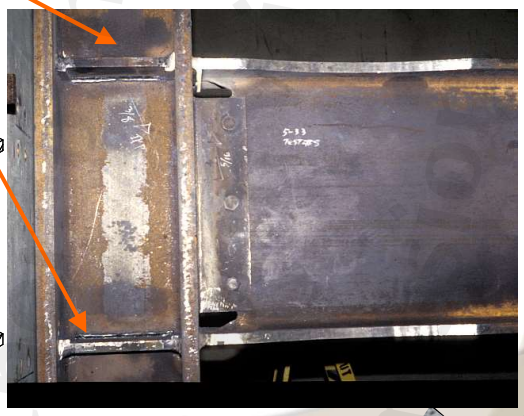
This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission. All rights reserved.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

ورق پیوستگی

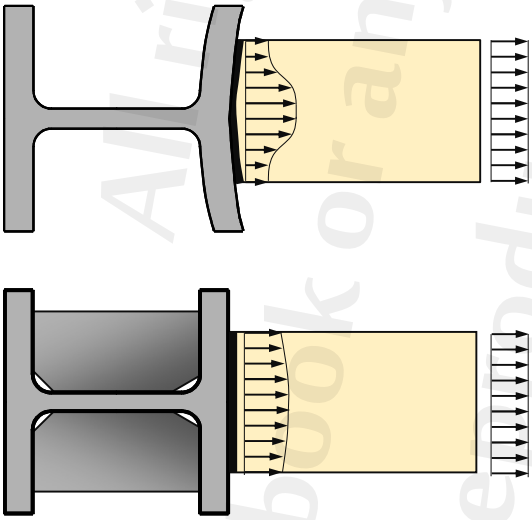


آزمایشات نشان می‌دهد که در اتصالات بدون ورق پیوستگی، ترک‌های موضعی در محل جوش بال تیر ایجاد و به سرعت در تمام عرض و ضخامت بال گسترش می‌یابند.



This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



در غیاب ورق‌های پیوستگی، بال ستون تمایل به تغییرشکل خیلی زیاد در اثر نیروی کششی دارد.

چنانچه اتصال تیر در راستای عمود بر جان خمشی نباشد، این جوش می‌تواند به صورت جوش گوشه دو طرفه طراحی گردد. در صورتی که اتصال تیر در راستای عمود بر جان، خمشی باشد، جوش ورق پیوستگی به جان (یا جان‌ها) باید به صورت نفوذی کامل و یا نفوذی نسبی، باشد.

نقش عمده ورق پیوستگی جلوگیری از کمانش بال ستون و جاری شدن یا لهیدگی جان ستون است

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

در حالت‌های زیر لازم است ورق‌های پیوستگی در مقابل بال‌های تیر یا ورق‌های پوششی اتصال بال بالایی و پایینی تیرهای متصل شونده به ستون تعبیه شود:

الف) در اتصالاتی که تیر به وجه یک ستون قوطی شکل متصل شده باشد. در اینگونه مقاطع ابعاد ورق‌های پیوستگی باید براساس کل مقاومت موردنیاز در وجه ستون (مطابق بند ت) و بدون توجه به مقاومت‌های موجود ستون در برابر آن و با رعایت بند (ث) تعیین شود.

ب) در اتصالاتی که تیر به بال یک ستون H شکل متصل شده و ضخامت بال ستون کمتر از یکششم عرض بال یا ورق اتصال باشد. در اینگونه موارد ورق‌های پیوستگی باید الزامات بند (ث) را تأمین نمایند.

پ) در اتصالاتی که تیر به بال یک ستون جعبه‌ای ساخته شده از مقطع I یا IPB متصل شده باشد، و ضخامت بال ستون کمتر از یک دوازدهم عرض بال یا ورق اتصال باشد. در اینگونه موارد ورق‌های پیوستگی باید الزامات بند (ث) را تأمین نمایند.

ت) درصورتی که در محل اتصال بال تیر یا ورق‌های روسری یا زیرسری به بال ستون، مقدار مقاومت موردنیاز از مقادیر مقاومت موجود که براساس ضوابط بند ۱۰-۲-۹-۱۰ محاسبه می‌شود، تجاوز نماید. برای محاسبهٔ این مقاومت مورد نیاز لازم است مقدار مقاومت خمشی مورد نیاز در محل اتصال تیر به ستون که براساس ضوابط بند (الف) محاسبه می‌شود، ملاک عمل قرار گیرد. در اینگونه موارد ورق‌های پیوستگی باید الزامات بند (ث) را تأمین نمایند.

صفحه ۳۴۱ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

یادداشت: در اتصالاتی که تیر از طریق جوش بال یا ورق‌های اتصال به ستون متصل می‌شود، در محل اتصال بال تیر یا ورق‌های روسری یا زیرسری به ستون، مقدار مقاومت موردنیاز (P_f) می‌تواند از رابطهٔ زیر تعیین شود:

$$P_f = \frac{M_f}{\alpha_s d^*}$$

در رابطهٔ فوق، M_f مقدار مقاومت خمشی مورد نیاز در محل اتصال تیر به ستون است که براساس ضوابط بند ۱۰-۳-۳-۳-۸-الف محاسبه می‌شود. همچنین d^* فاصلهٔ بین مراکز سطح بال‌های تیر یا ورق‌های روسری و زیرسری بوده و α_s برابر ۱.۰ در روش LRFD و برابر ۱.۵ در روش ASD است.

ث) در حالت‌هایی که با توجه به ضوابط فوق تعبیهٔ ورق‌های پیوستگی در مقابل بال‌های تیر یا ورق‌های پوششی اتصال بال بالایی و پایینی تیرهای متصل شونده به ستون الزامی باشد، این ورق‌ها علاوه بر تأمین الزامات بخش ۱۰-۲-۹-۱۰ باید دارای شرایط زیر نیز باشند:

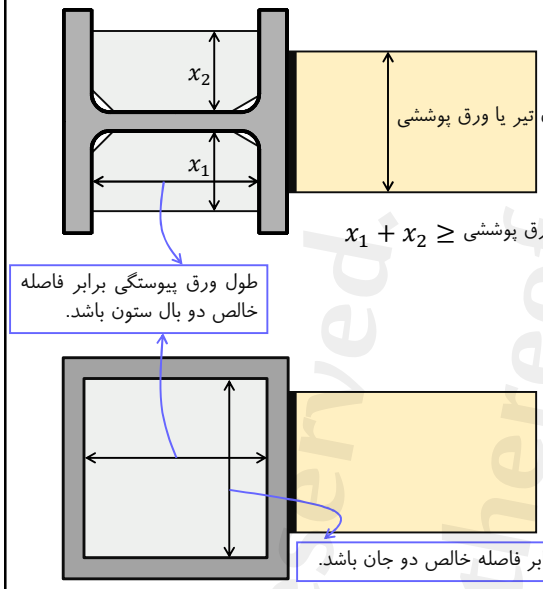
۱- طول ورق‌های پیوستگی باید برابر با فاصلهٔ خالص دو بال ستون باشد.

۲- پهنای ورق‌های پیوستگی در ستون‌های با مقطع قوطی شکل باید برابر فاصلهٔ خالص دو جان مقطع ستون بوده و در ستون‌های با مقطع H شکل مجموع پهنای ورق‌های پیوستگی در هر طرف جان مقطع ستون نباید از پهنای بال تیر یا پهنای ورق پوششی اتصال کمتر باشد.

صفحه ۳۴۲ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

- محدودیت های ابعادی ورق پیوستگی:



$x_1 + x_2 \geq$ پهنای بال تیر یا ورق پوششی

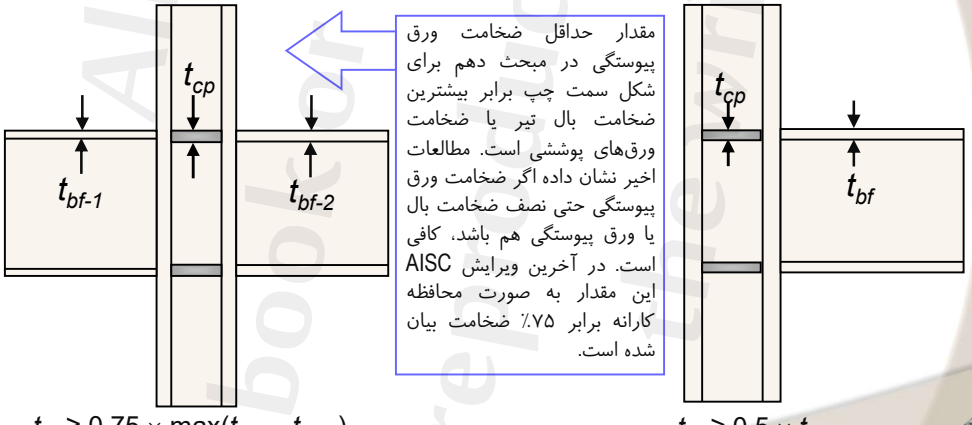
طول ورق پیوستگی برابر فاصله خالص دو بال ستون باشد.

پهنای ورق در ستون قوطی برابر فاصله خالص دو جان باشد.

صفحه ۳۴۳ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

۳- ضخامت ورق‌های پیوستگی نباید از ۵۰٪ ضخامت بال تیر یا ضخامت ورق‌های پوششی اتصال (ورق‌های روسری و زیرسری) در اتصالات گیرداری که در امتداد موردنظر فقط به یک وجه ستون متصل هستند و از ۷۵٪ ضخامت بال ضخیمتر تیرها یا ضخامت ورق ضخیمتر پوششی اتصال (ورق‌های روسری و زیرسری) در اتصالات گیرداری که در امتداد مورد نظر به هر دو وجه ستون متصل هستند، کمتر در نظر گرفته شود.



مقدار حداقل ضخامت ورق پیوستگی در مبحث دهم برای شکل سمت چپ برابر بیشترین ضخامت بال تیر یا ضخامت ورق‌های پوششی است. مطالعات اخیر نشان داده اگر ضخامت ورق پیوستگی حتی نصف ضخامت بال یا ورق پیوستگی هم باشد، کافی است. در آخرین ویرایش AISC این مقدار به صورت محافظه کارانه برابر ۷۵٪ ضخامت بیان شده است.

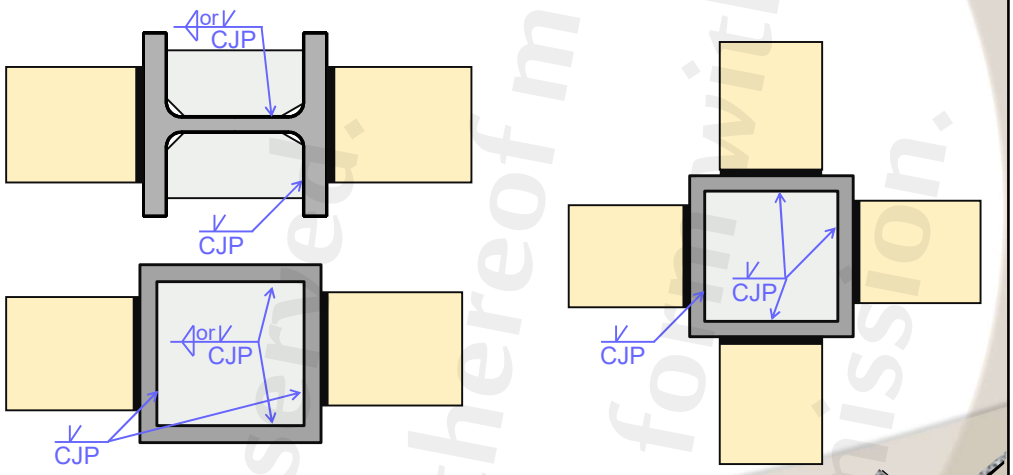
$t_{cp} \geq 0.75 \times \max(t_{bf-1}$ و $t_{bf-2})$

$t_{cp} \geq 0.5 \times t_{bf}$

صفحه ۳۴۴ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

۴- جوش ورق‌های پیوستگی به بال ستون باید از نوع جوش شیاری با نفوذ کامل باشد. درصورتیکه ضخامت ورق پیوستگی کوچکتر یا مساوی ۲۰ میلیمتر باشد، استفاده از جوش گوشهٔ دوطرفه نیز مجاز است. در صورت استفاده از جوش گوشهٔ دوطرفه، در هر طرف بعد آن نباید از 0.75 ضخامت ورق پیوستگی کوچکتر در نظر گرفته شود.



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

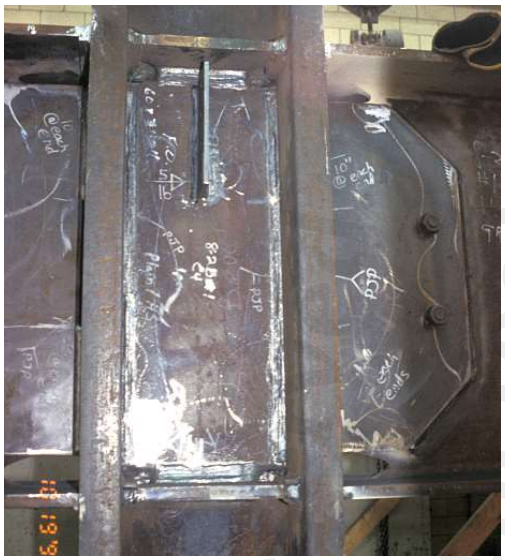
۵- جوش ورق‌های پیوستگی به جان ستون یا ورق‌های تقویتی جان (ورق مضاعف) باید از نوع جوش شیاری یا جوش گوشهٔ دوطرفه باشد. در صورت استفاده از جوش گوشهٔ دو طرفه، مقاومت موردنیاز این جوش‌ها می‌تواند برابر مقاومت برشی موجود ورق پیوستگی در تماس با جان ستون یا ورق مضاعف در نظر گرفته شود.

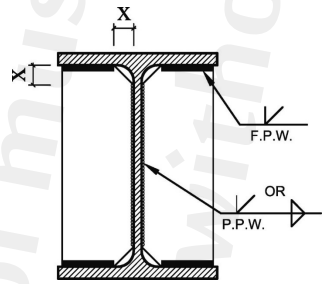
۶- نسبت پهنا به ضخامت در ورق‌های پیوستگی با یک لبهٔ مقید، نظیر ورق‌های پیوستگی ستون‌های H شکل، نباید از $0.56\sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$ و در ورق‌های پیوستگی با دو لبهٔ مقید، نظیر ورق‌های پیوستگی ستون‌های با مقطع قوطی شکل، نباید از $1.49\sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$ بزرگتر باشد.

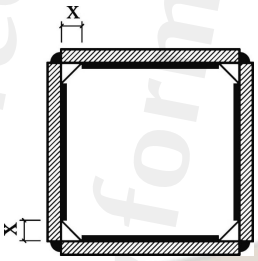
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

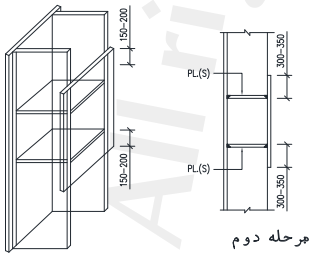






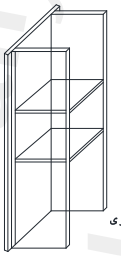
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



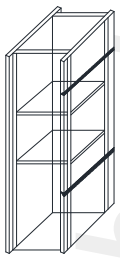
مرحله دوم
قراردادن ورق درپوش و جوش طرف چهارم با جوش شیاری

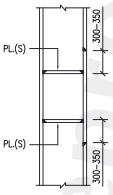
روش درپوش



مرحله اول:
جوش ورق پیوستگی از ۳ طرف با جوش شیاری

روش ساخت ستون قوطی شکل به روش درپوش:



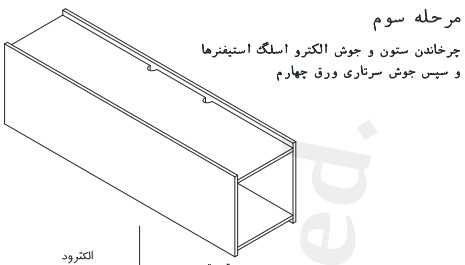


مرحله سوم:
قراردادن ورقهای بالائی و پائینی ورق درپوش و جوش شیاری آنها به یکدیگر

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

روش ساخت ستون قوطی شکل به روش الکترواسلگ:

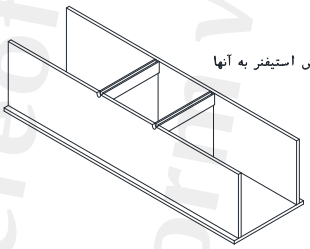


روش الکترو اسلگ

مرحله اول: ساخت استیفنر

مرحله دوم

منتاژ سه وجه ستون و جوش استیفنر به آنها



مرحله سوم

چرخاندن ستون و جوش الکترو اسلگ استیفنرها و سپس جوش سرتاری ورق چهارم

صفحه ۳۴۹ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

گام اول) ساخت مقطع U شکل و جایگذاری ورق پیوستگی

نحوه جایگذاری ورقهای پیوستگی برای مقاطع قوطی شکل ....

(حالت متداول)

صفحه ۳۵۰ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

This book or any part thereof must not be reproduced in any form without written permission. All rights reserved.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission صفحه ۳۵۱

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

گام دوم) قرار دادن ضلع چهارم

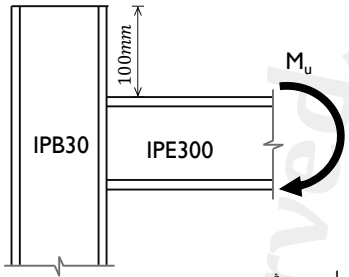
گام سوم) تکمیل ساخت ستون

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission صفحه ۳۵۲

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مثال) در اتصال گیردار (صلب) شکل زیر، در صورتیکه اتصال فاقد هرگونه ورق‌های پیوستگی و ورق‌های مضاعف باشد، براساس کنترل حالت حدی تسلیم موضعی جان ستون حداکثر لنگر خمشی نهایی قابل تحمل اتصال (M_u) به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ (F_y=235 MPa) (شهریور ۱۴۰۱)

الف) 75 kN.m　　ب) 180 kN.m　　ج) 105 kN.m　　د) 94 kN.m



پاسخ:

در حالتی که بار متمرکز، در فاصله‌ای مساوی یا کوچکتر از d از انتهای عضو وارد می‌شود:

$$R_n = F_{yw} t_w (2.5k + l_b)$$

$$\phi R_n = \phi F_{yw} t_w (2.5k + l_b) = 1 \times 235 \times 10 \times (2.5 \times 46 + 10.7) \times 10^{-3} = 325\ kN$$

$$F = \frac{M}{d} \Rightarrow\ M = 325(0.3 - 0.0107) = 94\ kN.m$$

صفحه ۳۵۳ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

وصله ستون‌ها

وصلهٔ ستون‌ها باید الزامات بند ۱۰-۳-۲-۱۲ را تأمین نمایند. وصلهٔ مستقیم ستون‌ها باید با استفاده از جوش شیاری با نفوذ کامل انجام شود. وصلهٔ غیرمستقیم ستون‌ها می‌تواند از نوع جوشی یا پیچی باشد. درهرحال مقاومت خمشی موردنیاز وصله‌های غیرمستقیم نباید از $R_y M_{p\,min}/\alpha_s$ و مقاومت برشی موردنیاز آنها نباید از $\frac{(\sum R_y M_p)}{\alpha_s H_c}$ کمتر در نظر گرفته شود که در آن:

$M_{p\,min}$ لنگر پلاستیک کوچکترین مقطع وصله‌شوندهٔ ستون، $\sum M_p$ مجموع لنگرهای پلاستیک دو انتهای ستون در طبقهٔ موردنظر، R_y نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد ستون، α_s برابر 1.0 در روش LRFD و برابر1.5 در روش ASD، H_c ارتفاع خالص ستون (فاصلهٔ خالص بین بال تحتانی تیر فوقانی و روی دال بتنی تیر تحتانی در طبقهٔ موردنظر و در صورت عدم وجود دال بتنی سازه‌ای، فاصلهٔ خالص بین بال تحتانی تیر فوقانی و بال فوقانی تیر تحتانی در طبقهٔ موردنظر)

تبصره: درهرحال مقاومت محوری موجود وصلهٔ هر جزء مقطع ستون (بدون در نظر گرفتن آثار لنگر خمشی) نباید از $R_y F_y b_i t_i/\alpha_s$ کمتر در نظر گرفته شود که در آن:

F_y تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد ستون، b_i پهنای جزء ستون کوچکتر وصله شونده t_i ضخامت جزء ستون کوچکتر وصله شونده

صفحه ۳۵۴ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

وصلهٔ تیرها

وصلهٔ تیرها باید الزامات بند ۱۰-۳-۲-۱۳ را تأمین نمایند. وصلهٔ مستقیم تیرها باید با استفاده از جوش شیاری با نفوذ کامل انجام شود. وصلهٔ غیرمستقیم تیرها می‌تواند از نوع جوشی یا پیچی باشد. در این نوع قاب‌های خمشی مقاومت‌های موردنیاز وصلهٔ تیرها باید به شرح زیر در نظر گرفته شود:

الف) مقاومت خمشی موردنیاز

مقاومت خمشی موردنیاز وصلهٔ تیرها باید براساس لنگر خمشی به دست آمده از پیکرهٔ آزاد شکل ۱۰-۳-۳-۳-۱ در محل وصله تعیین شود. در هرحال مقاومت خمشی موردنیاز نباید از M_p/α_s کمتر در نظر گرفته شود، که در آن:

M_p لنگر پلاستیک کوچکترین مقطع وصله شوندهٔ تیر، α_s برابر 1.0 در روش LRFD و برابر1.5 در روش ASD است.

ب) مقاومت برشی موردنیاز

مقاومت برشی موردنیاز وصلهٔ تیرها باید براساس نیروی برشی به دست آمده از نمودار پیکرهٔ آزاد شکل ۱۰-۳-۳-۳-۱ در محل وصله تعیین شود. درهرحال این مقاومت برشی موردنیاز نباید از $0.75\times0.6F_yA_w/\alpha_s$ کمتر در نظر گرفته شود.

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

پ) مقاومت محوری موردنیاز

مقاومت محوری موردنیاز وصلهٔ تیرها (در صورت وجود) باید براساس تحلیل سازه در برابر ترکیبات بارگذاری متعارف تعیین شود.

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

الزامات لرزه‌ای قاب‌های خمشی خرپایی ویژه (STMF)

قاب خمشی خرپایی ویژه (STMF) به قابی اطلاق می‌شود که در آن به جای تیر از خرپا استفاده شده باشد. این قاب در برابر نیروی جانبی زلزله باید بتواند در بخش ویژه‌ای از خرپا تغییرشکل‌های فرا ارتجاعی قابل ملاحظه‌ای را تحمل کند. سایر بخش‌های خرپا و ستون‌ها باید عمدتاً ارتجاعی باقی مانده و قادر به تحمل تلاش‌هایی که با توجه به ظرفیت تسلیم کامل بخش ویژه و با در نظر گرفتن سخت شوندگی کرنش در آنها ایجاد می‌شود، باشند.

AISC 341-22:

STMF designed in accordance with these provisions are expected to provide significant inelastic deformation capacity within a special segment of the truss. STMF shall be limited to span lengths between columns not to exceed 65 ft (20 m) and overall depth not to exceed 6 ft (1.8 m). The columns and truss segments outside of the special segments shall be designed to remain essentially elastic under the forces that are generated by the fully yielded and #strain-hardened special segment.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

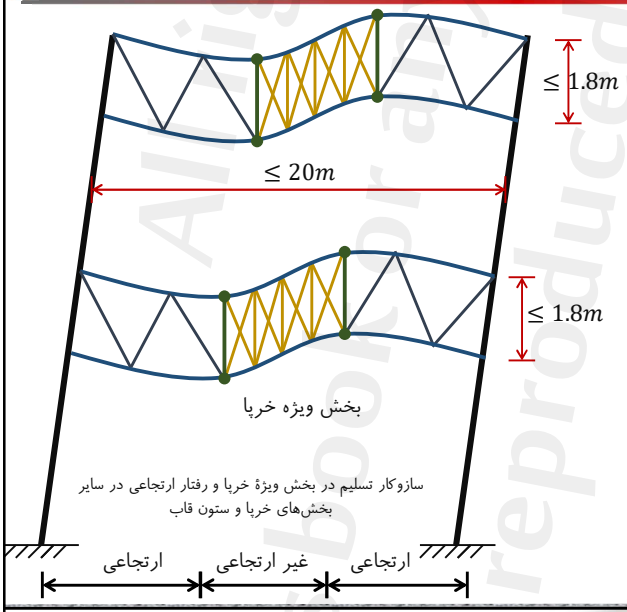
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

الزامات عمومی

الف) طول دهانهٔ خرپا در این قاب‌ها نباید از 20 متر و ارتفاع کلی آنها از 1.8 متر بیشتر باشد.

ب) هر خرپای واقع در بین دو ستون این سیستم باید دارای بخش ویژه‌ای در نیمهٔ میانی طول آن باشد. طول این بخش ویژه باید 0.1 تا 0.5 برابر طول دهانهٔ خرپا باشد. نسبت طول به ارتفاع هر چشمهٔ خرپا در این بخش نباید از 1.5 بزرگ‌تر و از 0.67 کوچک‌تر باشد.

پ) در بخش ویژهٔ خرپا، چشمه‌ها باید از نوع ویراندل یا ضربدری باشند. همچنین در چشمه‌های مختلف این بخش، ترکیب این دو نوع پیکربندی یا استفاده از انواع دیگر پیکربندی مجاز نیست.



سازوکار تسلیم در بخش ویژهٔ خرپا و رفتار ارتجاعی در سایر بخش‌های خرپا و ستون قاب

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

ت) اعضای قطری استفاده شده در پیکربندی ضربدری باید تسمه‌های نوردشده با مقطع یکسان بوده و در محل عبور از روی هم به یکدیگر متصل شده باشند. مقاومت مورد نیاز این اتصال باید 0.25 ظرفیت اسمی کششی عضو قطری در نظر گرفته شود. استفاده از اتصالات پیچی در اعضای قطری این بخش از خرپا مجاز نیست. تحت اثر ترکیبات بارگذاری ثقلی ناشی از بارهای مرده و زنده (با ضرایب بار مربوطه)، مقاومت موردنیاز محوری اعضای قطری بخش ویژهٔ خرپا، نباید از $0.03F_yA_g/\alpha_s$ بزرگتر باشد که در آن مقدار α_s برابر 1.0 در روش LRFD و برابر 1.5 در روش ASD است.

ث) در بخش ویژهٔ خرپا، مقاطع یال‌های بالایی و پایینی باید یکسان باشند. همچنین وصلهٔ یال‌های بالایی و پایینی در محدودهٔ بخش ویژهٔ خرپا به علاوهٔ نصف طول چشمه‌های مجاور این بخش مجاز نیست.

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

الزامات تحلیل

در تحلیل و طراحی اینگونه سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای، الزامات تکمیلی زیر باید رعایت شود:

الف) بخش ویژهٔ خرپا

مقاومت برشی موردنیاز بخش ویژهٔ خرپا باید با استفاده از ترکیبات بارگذاری متعارف محاسبه شود. مقاومت برشی موجود این بخش براساس ضوابط بند ۱۰-۳-۳-۴-۶ محاسبه می‌شود.

ب) سایر بخش‌های سیستم

مقاومت موردنیاز اعضا و اتصالات سایر بخش‌های سیستم (شامل ستون‌ها) باید براساس تعادل بارهای ثقلی (با ضرایب بار مربوطه) که با اثر زلزلهٔ افقی محدود به ظرفیت مورد انتظار برش قائم وسط دهانهٔ بخش ویژهٔ خرپا (E_{cl}) ترکیب می‌شوند، تعیین شود. ظرفیت مورد انتظار برش قائم وسط دهانهٔ بخش ویژهٔ خرپا براساس ضوابط بند ۱۰-۳-۳-۴-۷ محاسبه می‌شود.

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

اعضا

الف) اجزای مقطع ستون‌ها باید از نوع فشردهٔ لرزه‌ای با محدودیت حداکثر نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{hd} مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۲-۴ باشند. استفاده از ستون‌های با مقطع متشکل از چند نیمرخ بست‌دار مجاز نیست.

ب) در بخش ویژه، اجزای مقاطع یال‌ها و اعضای قائم خرپا باید از نوع فشردهٔ لرزه‌ای با محدودیت حداکثر نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{hd} مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۲-۴ باشند. در این بخش همچنین نسبت عرض به ضخامت اعضای قطری با تسمه‌های نوردشده نباید از **2.5** بیشتر باشد.

پ) در بخش ویژهٔ خرپا، در صورت استفاده از مقاطع ساخته شده از چند نیمرخ برای یال‌ها، فاصلهٔ اتصال دهنده‌های اجزاء (فاصلهٔ لقمه‌ها) نباید از $0.04Er_y/(R_yF_y)$ بیشتر باشد. r_y شعاع ژیراسیون حداقل هر یک از اجزای متصل شونده است.

ت) در دو انتهای یال‌های بخش ویژهٔ خرپا، طولی معادل دو برابر عمق یال از هر طرف اتصال عضو قائم به یال به عنوان ناحیهٔ حفاظت شده در نظر گرفته می‌شود که باید در آنها ضوابط بند ۱۰-۳-۲-۱۷ رعایت گردد. همچنین تمام طول اعضای قائم و قطری بخش ویژهٔ خرپا نیز ناحیهٔ حفاظت شده محسوب می‌شوند.

صفحه ۳۶۱ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

جوش‌های بحرانی لرزه‌ای

در قاب‌های خمشی خرپایی ویژه، جوش‌های زیر، بحرانی لرزه‌ای محسوب می‌شوند و در مورد آنها باید ضوابط بند ۱۰-۳-۲-۱-۶-ب رعایت شود:

الف) جوش‌های شیاری در محل وصلهٔ ستون‌ها

ب) جوش‌های اتصال ستون به کف ستون

استثناء: درصورتیکه آزمایش‌ها یا تحلیل‌ها نشان دهند که امکان تشکیل مفاصل پلاستیک در پای ستون یا در نزدیکی آن وجود ندارد و ضمناً تحت اثر ترکیبات بارگذاری شامل زلزلهٔ تشدیدیافته در پای ستون برکنش محتمل نیست، جوش‌های این اتصال می‌توانند بحرانی لرزه‌ای محسوب نشوند.

صفحه ۳۶۲ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

الزامات مهار جانبی

مهارهای جانبی باید الزامات زیر را تأمین نمایند:

الف) در دو انتهای بخش ویژهٔ خرپا هر دو بال یال‌های بالایی و پایینی باید در مقابل تغییرمکان جانبی مهار شود. مقاومت موردنیاز این مهارها باید برابر مقدار زیر در نظر گرفته شود:

$$P_r = 0.06 R_y F_y A_f / \alpha_s$$

در رابطهٔ فوق، A_f مساحت بال یال خرپا است.

ب) در محل اتصال یال‌های بالایی و پایینی خرپا، ستون‌های این سیستم باید در مقابل حرکت جانبی مهار شوند. مقاومت موردنیاز این مهار باید برابر مقدار زیر در نظر گرفته شود:

$$P_r = 0.02 R_y P_{nc} / \alpha_s$$

در رابطهٔ فوق، P_{nc} مقاومت فشاری اسمی یال خرپا در دو انتها است.

ت) در تأمین حداقل سختی موردنیاز مهار جانبی خرپاها، مقاومت موردنیاز خرپا باید برابر مقدار زیر در نظر گرفته شود:

$$P_r = R_y P_{nc} / \alpha_s$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مقاومت برشی موجود بخش ویژهٔ خرپا

مقاومت برشی موجود بخش ویژهٔ خرپا برابر ϕV_n در روش LRFD و برابر V_n/Ω در روش ASD است که در آن ϕ برابر 0.9 و Ω برابر 1.67 بوده و V_n مقاومت برش قائم اسمی بخش ویژهٔ خرپا است که باید برابر مجموع مقادیر زیر در نظر گرفته شود:

الف) مقاومت برشی اسمی یال‌های خرپا براساس ظرفیت خمشی آنها که می‌توان مقدار آن را برابر $4M_{nc}/L_s$ در نظر گرفت.

ب) مقاومت برشی اسمی متناظر با مقاومت کششی اسمی و 0.3 مقاومت فشاری اسمی اعضای قطری (در صورت وجود) که مقدار آن را می‌توان برابر $(P_{nt}+0.3P_{nc})\sin\alpha$ در نظر گرفت.

تبصره: در بخش ویژهٔ خرپا، مقاومت برشی موردنیاز یال‌های بالا و پایین نباید از ۲۵٪ مقاومت برشی موردنیاز این بخش کمتر در نظر گرفته شود. همچنین در بخش ویژهٔ خرپا، مقاومت کششی موجود اعضای قطری که برابر $\phi_t P_n$ در روش LRFD و P_n/Ω_t در روش ASD بوده و در آن ϕ_t برابر 0.9، Ω_t برابر 1.67 و P_n برابر $F_y A_g$ است، نباید کمتر از 2.2 برابر مقاومت کششی موردنیاز این اعضا تحت اثر ترکیبات بارگذاری متعارف باشد.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مقاومت برشی مورد انتظار بخش ویژهٔ خرپا

مقاومت برشی مورد انتظار قائم بخش ویژهٔ خرپا در وسط آن از رابطهٔ زیر محاسبه می‌شود

$$V_{ne} = \frac{\left[\frac{3.6R_yM_{nc}}{L_s} + 0.036EI\frac{L}{L_s^3} + R_y(P_{nt} + 0.3P_{nc})\sin\alpha\right]}{\alpha_s}$$

در رابطهٔ فوق

E مدول الاستیسیتهٔ فولاد، I ممان اینرسی مقطع یال در بخش ویژهٔ خرپا، L طول دهانهٔ خرپا، L_s طول بخش ویژهٔ خرپا، M_{nc} مقاومت خمشی اسمی مقطع یال در بخش ویژهٔ خرپا، P_{nc} مقاومت فشاری اسمی مقطع عضو قطری در بخش ویژهٔ خرپا، P_{nt} مقاومت کششی اسمی مقطع عضو قطری در بخش ویژهٔ خرپا، α زاویهٔ عضو قطری با افق در بخش ویژهٔ خرپا، R_y نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد، α_s برابر 1.0 در روش LRFD و برابر 1.5 در روش ASD

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

اتصال اعضای قطری در بخش ویژهٔ خرپا

در بخش ویژهٔ خرپا، مقاومت موردنیاز اتصالات انتهایی اعضای قطری نباید از $R_yF_yA_g/\alpha_s$ کمتر، در نظر گرفته شود.

وصلهٔ ستون‌ها

در قاب‌های خمشی خرپایی ویژه، وصلهٔ ستون‌ها باید الزامات بند ۱۰-۳-۲-۱۲ را تأمین نمایند. در این نوع قاب‌های خمشی، الزامات تکمیلی وصلهٔ ستون‌ها باید مشابه این الزامات در قاب‌های خمشی ویژه در نظر گرفته شود.

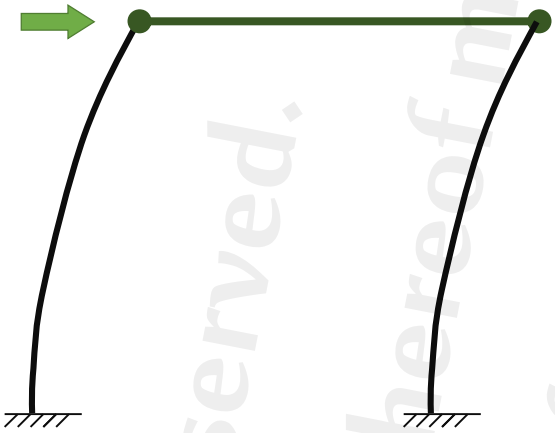
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

الزامات لرزه‌ای سیستم کنسولی فولادی ویژه (SCCS)

در این نوع سیستم که متشکل از ستون‌های کنسولی با رفتار طره‌ای است، انتظار می‌رود در برابر نیروی جانبی زلزله تغییرشکل‌های فرا ارتجاعی محدودی در اثر خمش در پای ستون‌ها ایجاد شود. در طراحی اعضا و اتصالات این نوع سیستم، علاوه بر الزامات متعارف فصل‌های ۱۰-۱ و ۱۰-۲ و نیز الزامات لرزه‌ای عمومی بخش ۱۰-۳-۲ الزامات تکمیلی این بخش نیز باید رعایت شود.



Special Cantilever Column Systems (SCCS)

صفحه ۳۶۷ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

الزامات تحلیل

در تحلیل این نوع سیستم باربر جانبی لرزه‌ای رعایت ضابطهٔ اضافی، الزامی نیست.

محدودیت ستون‌ها

ستون‌های این سیستم سازه‌ای باید دارای شرایط زیر باشند:

الف) اجزای مقاطع ستون‌ها باید از نوع فشردهٔ لرزه‌ای با محدودیت حداکثر نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{hd} مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۱ باشند.

ب) در پای ستون در طولی به اندازهٔ دو برابر بزرگترین بعد مقطع، ایجاد هرگونه تغییر در ابعاد و ضخامت اجزای مقطع مجاز نیست. این طول از ستون به عنوان ناحیهٔ حفاظت شده محسوب می‌گردد و ضوابط بند ۱۰-۳-۲-۱۷ باید در آن رعایت شود.

صفحه ۳۶۸ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مقاومت ستون‌ها

در این نوع سیستم باربر جانبی، کلیهٔ ستون‌ها باید الزامات زیر را تأمین نمایند:

الف) مقطع ستون علاوه بر ترکیبات بارگذاری متعارف، باید برای ترکیبات بارگذاری شامل زلزلهٔ تشدیدیافته نیز طراحی شود.

ب) در ترکیبات بارگذاری شامل زلزلهٔ تشدیدیافته، نسبت مقاومت محوری موردنیاز ستون (P_r) به مقاومت تسلیم محوری موجود ستون (P_{yc}) نباید از 0.15 بیشتر باشد که در آن:

P_r مقاومت محوری موردنیاز ستون متناسب با روش طراحی موردنظر

P_{yc} مقاومت تسلیم محوری موجود ستون مطابق رابطهٔ $P_{yc}=A_gF_y/\alpha_s$

A_g سطح مقطع ستون

F_y تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد ستون

α_s برابر 1.0 در روش LRFD و برابر 1.5 در روش ASD

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مهار جانبی ستون‌ها

در ارتباط با مهار جانبی ستون‌ها، الزامات زیر باید تأمین شوند:

الف) کلیهٔ ستون‌ها باید در انتها و در صورت لزوم در طول خود دارای مهار جانبی باشند به طوریکه این مهارهای جانبی بتوانند از تغییرمکان جانبی هر دو بال ستون یا از پیچش کل مقطع به نحو مؤثری جلوگیری نمایند تا از این طریق در تعیین مقاومت خمشی اسمی ستون (M_n) حالت حدی کمانش جانبی-پیچشی تعیین کننده نباشد.

ب) مهارهای جانبی ستون‌ها باید مطابق بند ۱۰-۳-۲-۸-۱ الزامات مهارهای جانبی در قاب‌های خمشی متوسط را تامین نمایند.

پ) در ستون‌های با مقطع H شکل دارای دو محور تقارن، فاصلهٔ مهارهای جانبی نباید از مقدار زیر بیشتر باشد:

$$L_{bc}=\left[0.12-0.076\left(\frac{M_1}{M_2}\right)\right]\frac{r_yE}{R_yF_y}$$

که در آن:

M_1 لنگر در محل مهار جانبی، M_2 لنگر در تکیه‌گاه، r_y شعاع ژیراسیون مقطع ستون حول محور ضعیف، R_y نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد، E مدول الاستیسیتهٔ فولاد، F_y تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد

تبصره ۱: در رابطهٔ فوق، نسبت M_1/M_2 باید برای انحنای ساده مثبت و برای انحنای مضاعف منفی در نظر گرفته شود.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

تبصره ۲: درصورتیکه خمش حول محور ضعیف ستون باشد، در طول و انتهای ستون تعبیهٔ مهار جانبی الزامی نیست.

تبصره ۳: در ستون‌های با مقاطع H شکل، درصورتیکه طول ستون کوچک‌تر یا مساوی نصف مقدار به دست آمده از رابطهٔ اخیر باشد، در انتهای ستون تعبیهٔ مهار جانبی الزامی نیست.

ت) در ستون‌های قوطی شکل نوردشده (HSS) و جعبه‌ای ساخته شده از ورق، فاصلهٔ مهارهای جانبی نباید از مقدار زیر بیشتر باشد:

$$L_{bc} = \left[0.17 - 0.1\left(\frac{M_1}{M_2}\right)\right]\frac{r_y E}{R_y F_y} \geq 0.1\frac{r_y E}{R_y F_y}$$

که در آن:

L_{bc} فاصلهٔ مهارهای جانبی، M_1 لنگر در محل مهار جانبی، M_2 لنگر در تکیه‌گاه، r_y شعاع ژیراسیون مقطع ستون حول محور ضعیف، R_y نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد، E مدول الاستیسیتهٔ فولاد، F_y تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد است.

تبصرهٔ ۱: در رابطهٔ فوق نسبت M_1/M_2 باید برای انحنای ساده مثبت و برای انحنای مضاعف منفی در نظر گرفته شود.

تبصرهٔ ۲: در مقاطع قوطی شکل نوردشده (HSS) و جعبه‌ای ساخته شده از ورق، درصورتیکه مقطع به صورت مربع شکل باشد، در طول و انتهای ستون، تعبیهٔ مهار جانبی الزامی نیست.

صفحه ۳۷۱ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

تبصرهٔ ۳: در مقاطع دایره‌ای شکل، در طول و انتهای ستون، تعبیهٔ مهار جانبی الزامی نیست.

تبصرهٔ ۴: در مقاطع قوطی شکل نوردشده (HSS) و جعبه‌ای ساخته شده از ورق، درصورتیکه طول ستون کوچکتر یا مساوی نصف مقدار به دست آمده از رابطهٔ اخیر باشد، در انتهای ستون، تعبیهٔ مهار جانبی الزامی نیست.

جوش‌های بحرانی لرزه‌ای

در این نوع سیستم سازه‌ای، جوش‌های زیر، بحرانی لرزه‌ای محسوب می‌شوند و در مورد آنها باید ضوابط بند ۱۰-۳-۲-۱-۶-ب رعایت شوند:

الف) جوش‌های شیاری در محل وصلهٔ ستون‌ها

ب) جوش‌های اتصال ستون به کف‌ستون

کف‌ستون‌ها

در این نوع سیستم سازه‌ای کف‌ستون‌ها باید الزامات بند ۱۰-۳-۲-۱۴ را تأمین نماید. همچنین در تکیه‌گاه ستون‌ها، کلیهٔ عناصر مقاوم در مقابل واژگونی (از قبیل کف‌ستون، شالوده، پداستال و ...) باید در برابر ترکیبات بارگذاری شامل زلزلهٔ تشدیدیافته طراحی و جزئیات‌بندی شوند.

صفحه ۳۷۲ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

وصلهٔ ستون‌ها

وصلهٔ ستون‌ها باید الزامات بند ۱۰-۳-۲-۱۲ را تأمین نمایند. وصلهٔ مستقیم ستون‌ها باید با استفاده از جوش شیاری با نفوذ کامل انجام شود. اگر وصلهٔ ستون‌ها غیرمستقیم باشد، باید الزامات زیر نیز تأمین شوند:

الف) مقاومت‌های موجود وصله نباید از مقاومت‌های موردنیاز ستون تحت اثر ترکیبات بارگذاری شامل زلزلهٔ تشدیدیافته کمتر باشد.

ب) مقاومت محوری موجود هر جزء وصله نباید از $R_y F_y b_i t_i / \alpha_s$ کمتر در نظر گرفته شود، که در آن:

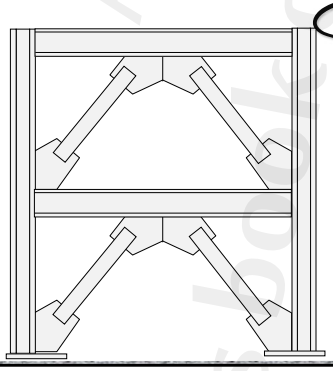
F_y تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد ستون، R_y نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد ستون، b_i پهنای جزء ستون کوچک‌تر وصله شونده، t_i ضخامت جزء ستون کوچک‌تر وصله شونده و α_s برابر ۱.0 در روش LRFD و برابر ۱.5 در روش ASD است.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

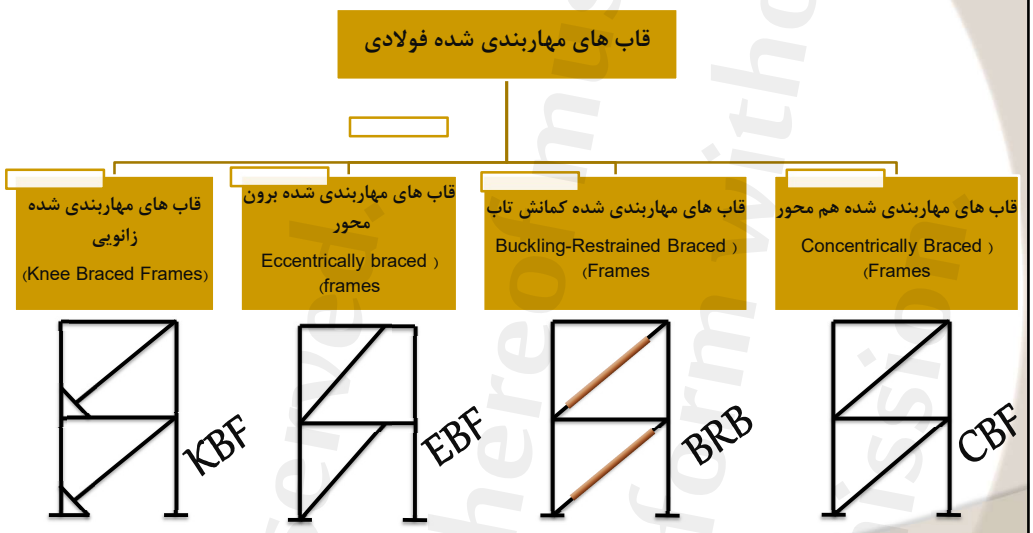
فصل سوم

الزامات لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی شده و دیوارهای برشی فولادی



بر مبنای مبحث دهم و AISC

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission



تمام قاب‌های مهاربندی نسبت به قاب‌های خمشی دارای سختی بیشتر و از نظر اقتصادی ممکن است باصرفه‌تر باشند.

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission صفحه ۳۷۵

تا قبل از کمانش عضو فشاری تفاوتی بین OCBF و SCBF وجود ندارد.

۲۸۰۰ (ویرایش چهارم) مقدار ضریب رفتار قاب OCBF برابر ۳/۵ و برای SCBF برابر ۵/۵ در نظر می‌گیرد (ضریب رفتار حالات حدی). همانطور که دیده می‌شود، مقادیر ضریب رفتار مهاربند همگرای ویژه حدوداً ۷۵٪ قاب خمشی با شکل پذیری ویژه است.

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission صفحه ۳۷۶

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مقایسه استاندارد ۲۸۰۰ و ASCE7

پارامترهای اساسی طراحی، براساس استاندارد ۲۸۰۰ و آیین‌نامه ASCE7-16 برای این سیستم سازه‌ای همگرا

پارامترهای اساسی طراحی همگرای معمولی

	ضریب رفتار R	ضریب اضافه مقاومت Ω_0	ضریب بزرگ‌نمایی جابجایی C_d	بیشترین ارتفاع مجاز (متر)
استاندارد ۲۸۰۰	3.5	2.0	3.5	15
ASCE7-16	3.25	2.0	3.25	10*

* این سیستم در طبقه‌بندی‌های لرزه‌ای B و C محدودیتی نداشته و در طبقه‌بندی لرزه‌ای F نیز حداکثر تا ۳۰ متر مجاز است.

پارامترهای اساسی طراحی همگرای ویژه

	ضریب رفتار R	ضریب اضافه مقاومت Ω_0	ضریب بزرگ‌نمایی جابجایی C_d	بیشترین ارتفاع مجاز (متر)
استاندارد ۲۸۰۰	5.5	2.0	5.0	50
ASCE7-16	6.0	2.0	5.0	48.7*

* این سیستم در طبقه‌بندی‌های لرزه‌ای B و C محدودیتی نداشته و در طبقه‌بندی لرزه‌ای F نیز حداکثر تا ۳۰ متر مجاز است.

صفحه ۳۷۷ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

قاب‌های مهاربندی شدهٔ همگرای معمولی (OCBF) به قاب‌هایی گفته می‌شوند که از آنها انتظار تغییرشکل‌های فرا ارتجاعی محدودی، بدون کاهش قابل ملاحظه در مقاومت اعضا و اتصالات آنها، تحت اثر زلزلهٔ طرح می‌رود. پیکربندی مهاربندهای مجاز در این نوع قاب‌ها شامل مهاربندهای قطری، ضربدری، مهاربندهای به شکل ۷ یا ۸ و مهاربندهای چند ردیفی در یک طبقه می‌شوند. همچنین تعبیهٔ سوراخ‌های متوالی در جان تیرهای دهانه‌های مهاربندی شده با هر نوع مهاربندی (قطری، ضربدری، ۷ یا ۸ و چند ردیفی) مجاز نیست. در صورت لزوم به تعبیهٔ سوراخ در جان تیر، اطراف آن باید به نحوی تقویت گردد که مقاومت‌های موجود در مقطع سوراخ‌دار از مقاومت‌های موجود مقطع کامل تیر کوچکتر نباشد.

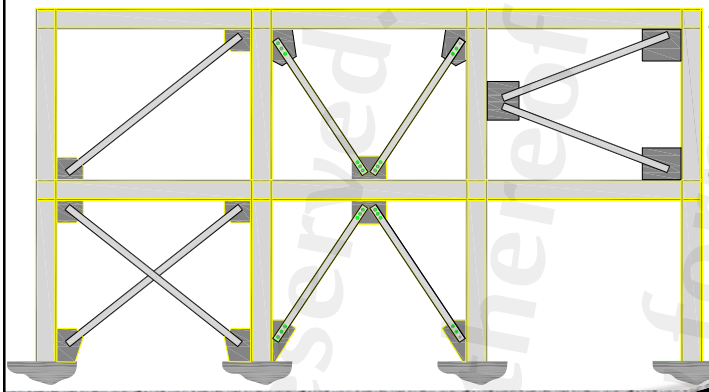
قاب‌های مهاربندی شدهٔ همگرای ویژه (SCBF) به قاب‌هایی گفته می‌شوند که در آنها از مهاربندها انتظار می‌رود تحت اثر بار جانبی زلزلهٔ طرح تغییرشکل‌های فرا ارتجاعی قابل‌ملاحظه‌ای تحمل کنند و در آنها کاهش مقاومت چندانی رخ ندهد. رفتار فرا ارتجاعی موردنظر ممکن است به مرحلهٔ بعد از کمانش مهاربند توسعه یابد. ازاین‌رو پیکربندی و طراحی مهاربندها و اتصالات آن باید چنان باشد که از عهدهٔ این تغییرشکل‌ها برآیند. پیکربندی مهاربندهای مجاز در این نوع قاب‌ها شامل مهاربندهای قطری، ضربدری، مهاربندهای به شکل ۷ یا ۸ و مهاربندهای چند ردیفی در یک طبقه می‌باشند. همچنین تعبیهٔ سوراخهای متوالی در جان تیرهای دهانه‌های مهاربندی شده با هر نوع مهاربندی (قطری، ضربدری،۷ یا ۸ مجاز نیست. در صورت لزوم به تعبیهٔ سوراخ در جان تیر، اطراف آن باید به نحوی تقویت گردد که مقاومت‌های موجود در مقطع سوراخ‌دار از مقاومت‌های موجود مقطع کامل تیر کمتر نباشد.

صفحه ۳۷۸ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

استفاده از این قاب برای مقابله با نیروی باد بوده است. در سال‌های ۱۹۶۰ تا ۱۹۷۰ تلاش‌هایی برای استفاده از این سیستم برای مقابله با نیروهای جانبی زلزله صورت گرفت.

قاب‌های مهاربندی شده همگرا (Concentrically Braced Steel Frames) در مقایسه با قاب‌های خمشی سختی بالایی دارند و کنترل جابجایی سازه راحت صورت می‌گیرد.



دو عیب عمده وجود دارد:

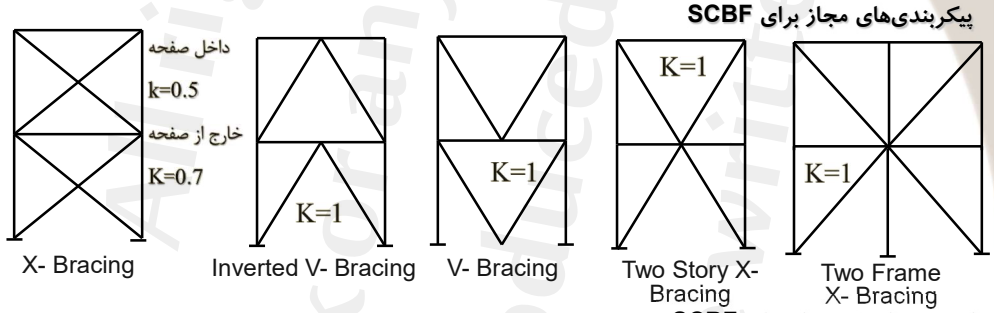
- ناشی از اعمال نیروهای ناخواسته به اجزای دیگر سازه
- رفتار ضعیف هیسترتیک

پیکربندی K شکل در ویرایش جدید مبحث دهم و AISC341 بکلی ممنوع شده است.

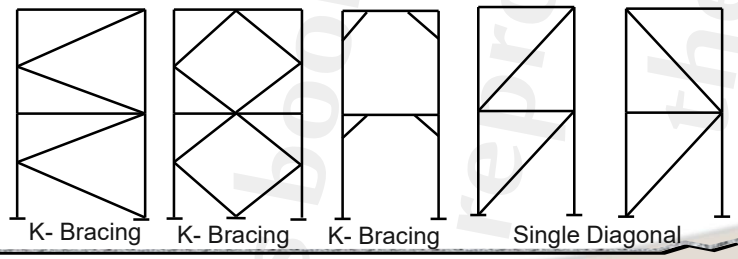
This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

پیکربندی‌های مجاز برای SCBF



پیکربندی‌های غیرمجاز برای SCBF



This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

برآورد اولیه از تعداد مهاربندهای مورد نیاز

طبق رابطه ۳-۳۰ آیین‌نامه UBC97 داریم:

$$1.0 \le \rho = 2 - \frac{6.1}{r_{\max}\sqrt{A_B}} \le 1.5$$

که در رابطه فوق، A_B مساحت کف طبقه بر حسب متر مربع، r_{max} حداکثر نسبت برش المان طبقه می‌باشد.اگر N تعداد المان مهاربند و H_{max} حداکثر مولفه افقی نیروی مهاربند باشد، با فرض اینکه این نیرو ۲۵٪ بیشتر از مولفه افقی میانگین المان‌ها باشد، داریم:

$$H_{max} = (1.25)H_{ave} = (1.25)\frac{V_i}{N_{brace}}$$

$$r_{\max} = \frac{H_{max}}{V_i} = (1.25)\frac{V_i}{N_{brace} \times V_i} = \frac{1.25}{N_{brace}}$$

$$\rho = 2 - \frac{6.1}{r_{\max}\sqrt{A_B}} = 1 \quad \Rightarrow \quad \frac{6.1}{r_{\max}\sqrt{A_B}} = 1.0$$

$$\Rightarrow \frac{6.1 \times N_{brace}}{1.25\sqrt{A_B}} = 1.0 \quad \Rightarrow \quad N_{brace} \approx 0.2\sqrt{A_B}$$

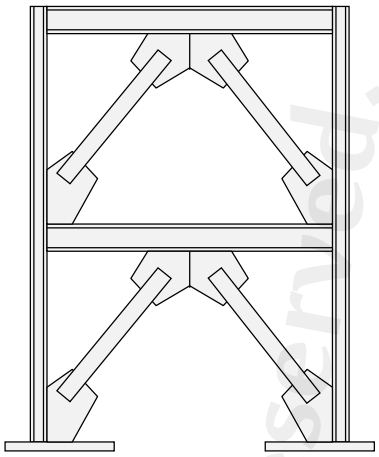
به عنوان مثال اگر زیربنا ۲۰۰ متر مربع در نظر گرفته شود:

تعداد مهاربندهای مورد نیاز $N_{brace} = 0.2\sqrt{200} = 2.8 \approx 3$

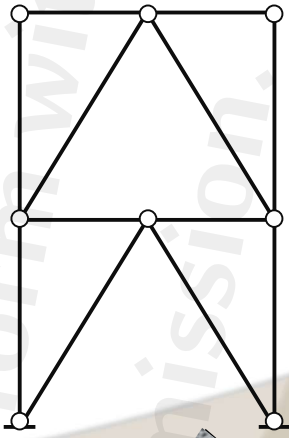
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

- مهاربندها عموماً در قاب هایی که دارای دیوار هستند قرار داده می‌شوند.
- از قرار دادن مهاربندها در دهانه‌هایی که به دیافراگم متصل نیستند بایستی خودداری نمود.



≅



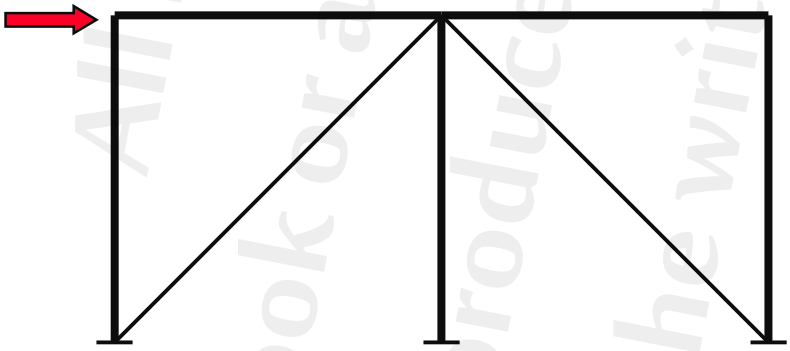
مهاربندهای هم محور را می‌توان بصورت یک خرپای قائم مدل نمود.

برش طبق توسط مهاربندها و لنگر واژگونی توسط ستون‌ها حمل می‌شود.

صفحه ۳۸۳ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

پاسخ غیرارتجاعی مهاربندهای همگرا تحت بارهای جانبی



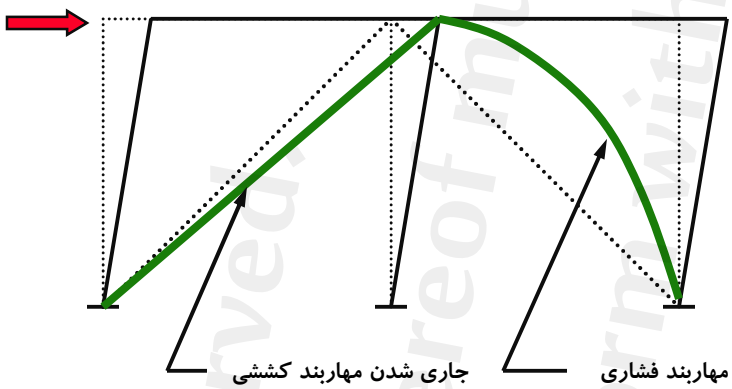
رفتار شکل پذیر مهاربندهای همگرا:

۱- جاری شدن مهاربند در کشش ۲- کمانش مهاربند در فشار

صفحه ۳۸۴ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



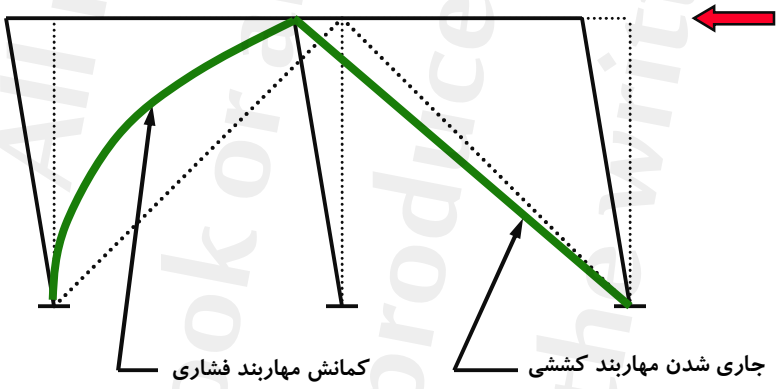
جاری شدن مهاربند کششی
(شکل پذیر)

کمانش مهاربند فشاری
(غیرشکل پذیر)

تیرها و ستون‌ها در محدوده ارتجاعی هستند.

صفحه ۳۸۵ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



کمانش مهاربند فشاری
(غیرشکل پذیر)

جاری شدن مهاربند کششی
(شکل پذیر)

تیرها و ستون‌ها در محدوده ارتجاعی هستند.

صفحه ۳۸۶ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

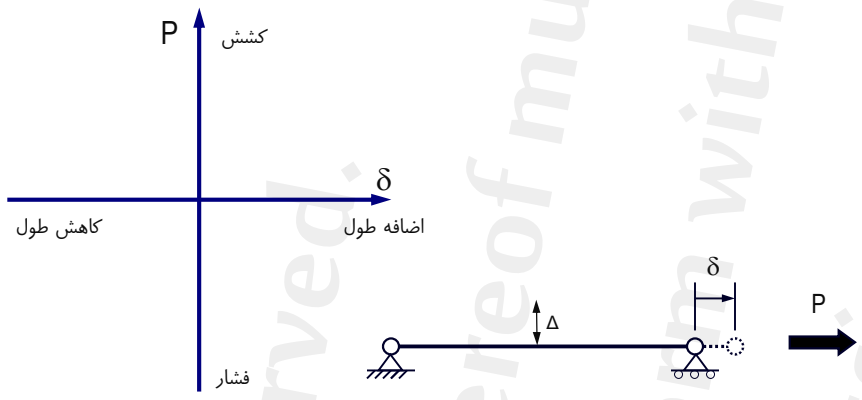
مثال) در یک قاب ساختمانی ساده با مهاربندهای همگرای ویژه، پس از اتمام عملیات تحلیل و طراحی و در هنگام تیپ‌بندی مقاطع اعضاء افزایش مقطع کدامیک از اعضای قاب صحیح نیست؟ (فرض کنید پس از تیپ‌بندی اعضاء تحلیل و طراحی مجدد صورت نمی‌گیرد. همچنین فرض کنید سختی جانبی ستون‌ها در برابر سختی جانبی مهاربندها بسیار ناچیز بوده و تغییر ابعاد اعضای قاب تاثیری در نحوه توزیع نیروی جانبی قاب بین عناصر مقاوم ندارد.) (بهمن ۹۴)

الف) ستون‌ها ب) مهاربندها ج) تیرهای اصلی د) تیرهای فرعی (تیرچه‌ها)

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

پاسخ به بار محوری سیکلی

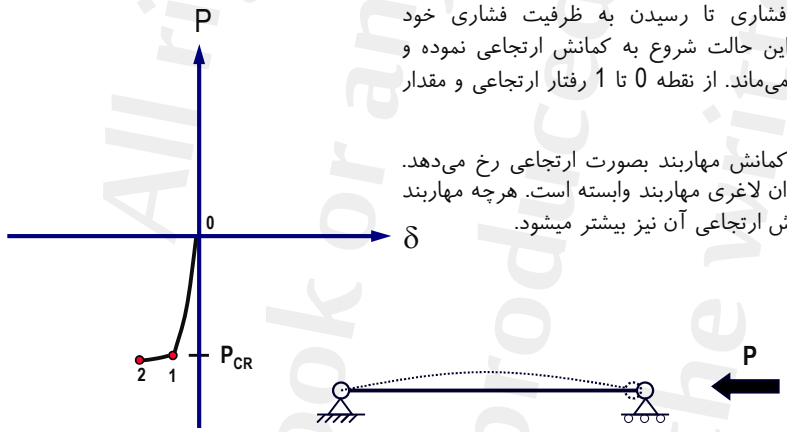


صفحه ۳۸۹ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

۱- مهاربند بصورت فشاری تا رسیدن به ظرفیت فشاری خود بارگذاری می‌شود. در این حالت شروع به کمانش ارتجاعی نموده و سطح نیرو تقریباً ثابت می‌ماند. از نقطه 0 تا 1 رفتار ارتجاعی و مقدار $\Delta=0$ است.

۲- از نقطه1 تا 2 نیز کمانش مهاربند بصورت ارتجاعی رخ می‌دهد. طول این قسمت به میزان لاغری مهاربند وابسته است. هرچه مهاربند لاغرتر باشد، طول کمانش ارتجاعی آن نیز بیشتر میشود.

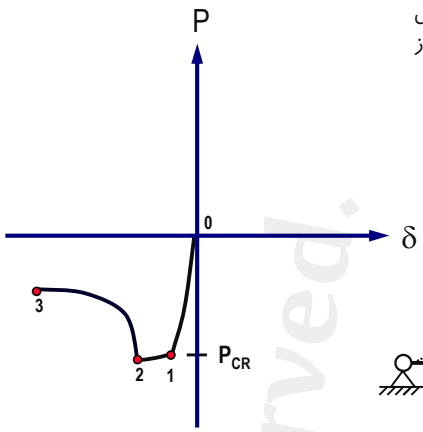


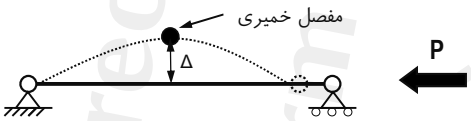
صفحه ۳۹۰ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

۳- در نقطه 2، مقدار Δ زیاد شده و اثر $P.\Delta$ سبب ایجاد مفصل داخلی می‌شود. با زیاد شدن مقدار Δ، از مقدار P کاسته شده و از این نقطه به بعد تغییرشکل ماندگار داریم. (کمانش غیرارتجاعی)

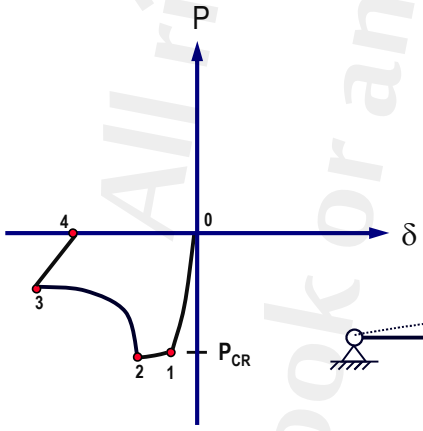




 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

۴- از نقطه 3 تا 4 باربرداری صورت گرفته بطوری که P=0 میشود. از این نقطه به بعد میله بارگذاری شده بصورت کششی کار می‌کند.

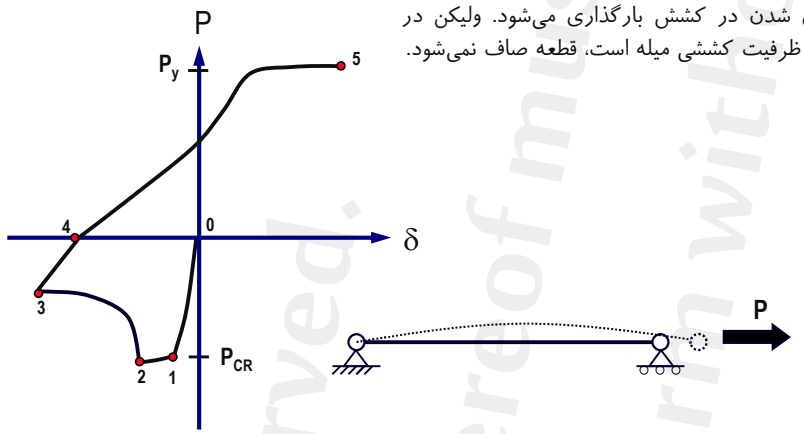


 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

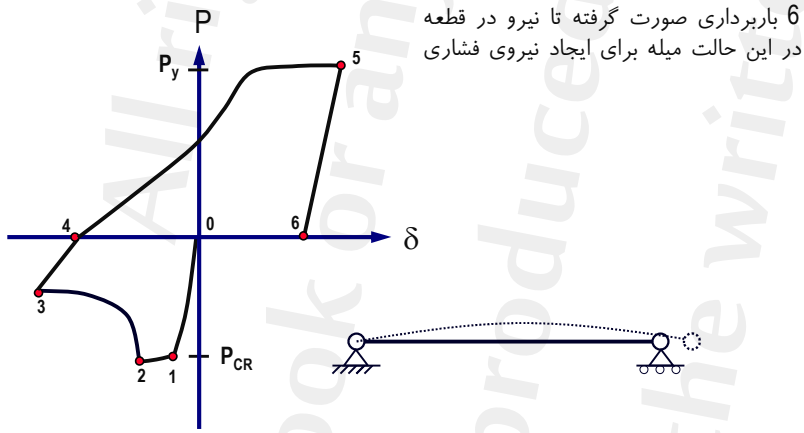
۵- میله تا جاری شدن در کشش بارگذاری می‌شود. ولیکن در نقطه 5 که نهایت ظرفیت کششی میله است، قطعه صاف نمی‌شود.



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

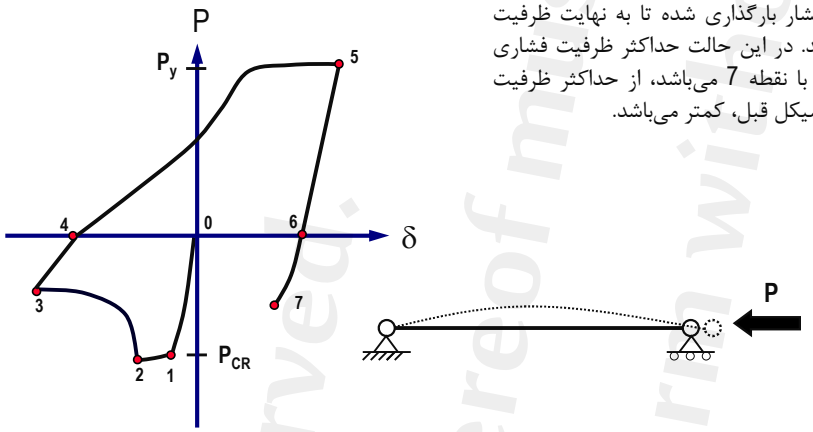
۶- از نقطه 5 تا 6 باربرداری صورت گرفته تا نیرو در قطعه برابر صفر گردد. در این حالت میله برای ایجاد نیروی فشاری آماده می‌شود.



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

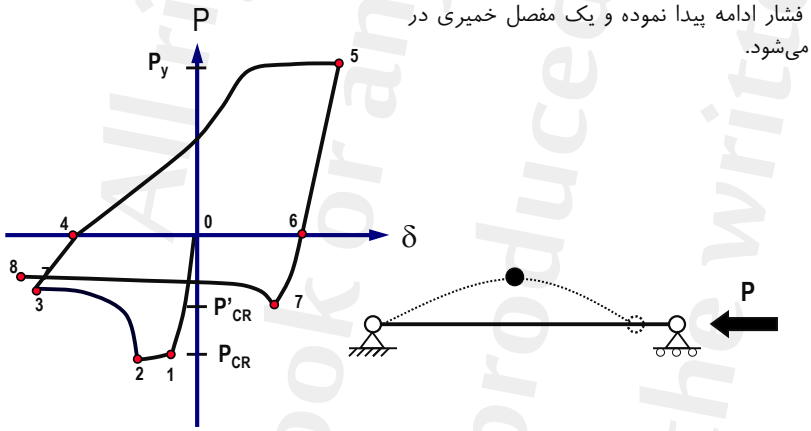
۷- مهاربند در فشار بارگذاری شده تا به نهایت ظرفیت فشاری خود برسد. در این حالت حداکثر ظرفیت فشاری میله که مصادف با نقطه 7 می‌باشد، از حداکثر ظرفیت فشاری میله در سیکل قبل، کمتر می‌باشد.



صفحه ۳۹۵ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

۸- بارگذاری در فشار ادامه پیدا نموده و یک مفصل خمیری در وسط عضو ایجاد می‌شود.



صفحه ۳۹۶ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission. All rights reserved.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

در صورتی ظرفیت قبلی برابر C_r باشد، استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش سوم، ضریب B را بصورت زیر معرفی می‌نماید. این ضریب در نسخه جدید مبحث دهم حذف شده است

$$B = \frac{P'_{cr}}{P_{cr}} = \frac{1}{1 + 0.5\frac{kL/r}{C_c}}$$

در LRFD، ضریب 0.8 آورده شده که در آن kL/r=65 و C_c=130 می‌باشد.

این چرخه بین چرخه اول و نهایی است. در آیین‌نامه کانادا رابطه زیر پیشنهاد می‌شود.

$$C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}}$$ بند (2213.8.2) آیین نامه UBC97

که λ_y برابر لاغری نظیر زمانی است که تنش اویلر برابر تنش جاری شدن شود.

$$\frac{P'_{cr}}{P_{cr}} = \frac{1}{1 + 0.35\frac{kL/r}{\lambda_y}} \qquad \lambda_y = \sqrt{\frac{\pi^2 E}{F_y}}$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

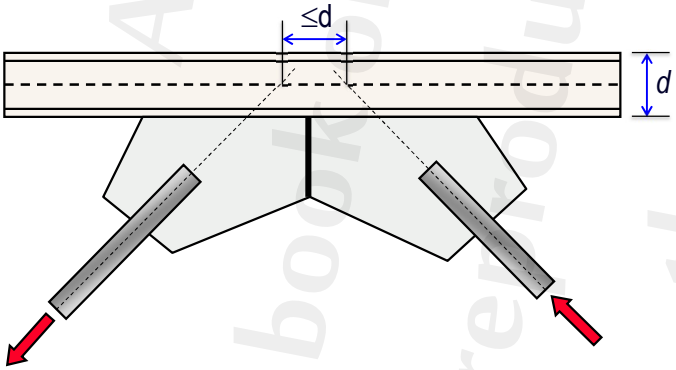
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

حداکثر خروج از مرکزیت قابل قبول

مهاربندهای ۷ و ۸ که در محل اتصال به تیر دارای خروج از مرکزیت کمتر از ارتفاع تیر هستند، به عنوان مهاربند همگرا محسوب شده و باید محدودیت‌های زیر را اقناع کنند:

در مهاربندهای OCBF، لنگر حاصل از خروج از مرکزیت، ناشی از ترکیب بارهای تشدید یافته باید در طراحی منظور شود.

در مهاربندهای SCBF، برآیند نیروهای اعضا و اتصالات در طراحی لحاظ شوند و منبع مورد انتظار ظرفیت تغییرشکل غیرالاستیک تغییر نکند.



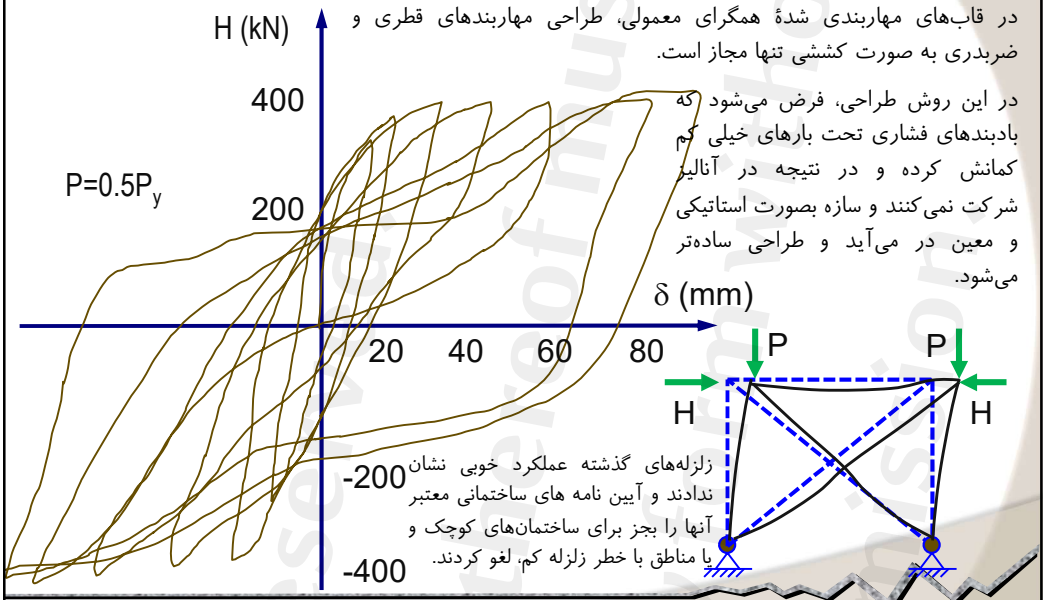
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مهاربند صرفا کششی

در قاب‌های مهاربندی شدهٔ همگرای معمولی، طراحی مهاربندهای قطری و ضربدری به صورت کششی تنها مجاز است.

در این روش طراحی، فرض می‌شود که بادبندهای فشاری تحت بارهای خیلی کم کمانش کرده و در نتیجه در آنالیز شرکت نمی‌کنند و سازه بصورت استاتیکی و معین در می‌آید و طراحی ساده‌تر می‌شود.

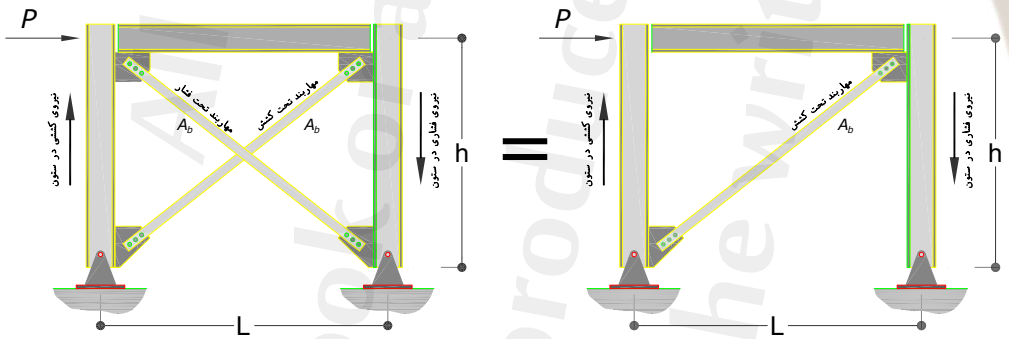


زلزله‌های گذشته عملکرد خوبی نشان ندادند و آیین نامه های ساختمانی معتبر آنها را بجز برای ساختمان‌های کوچک و یا مناطق با خطر زلزله کم، لغو کردند.

صفحه ۳۹۹ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

قاب مهاربندی همگرای معمولی با مهاربندهای لاغر:

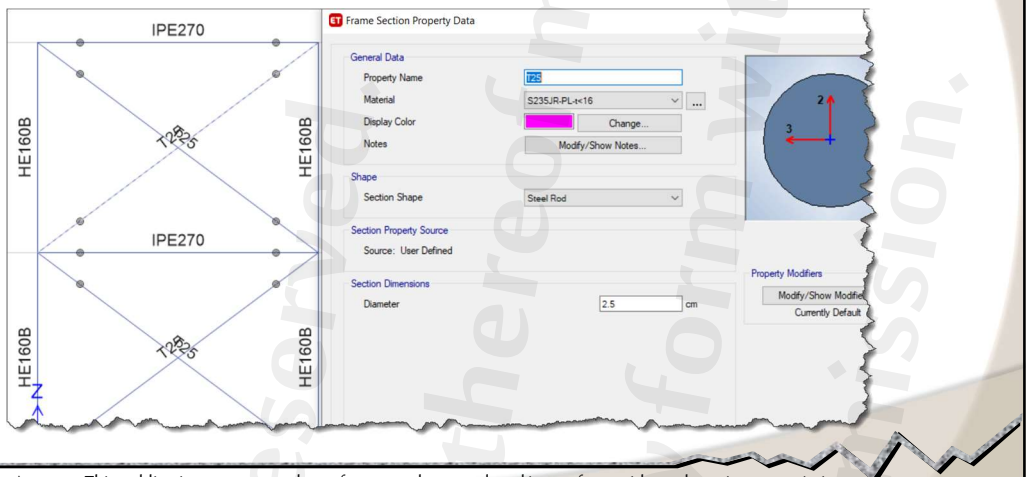


صفحه ۴۰۰ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

- آیا می‌توان در برنامه ETABS مهاربندها صرفا کششی مدل نمود؟

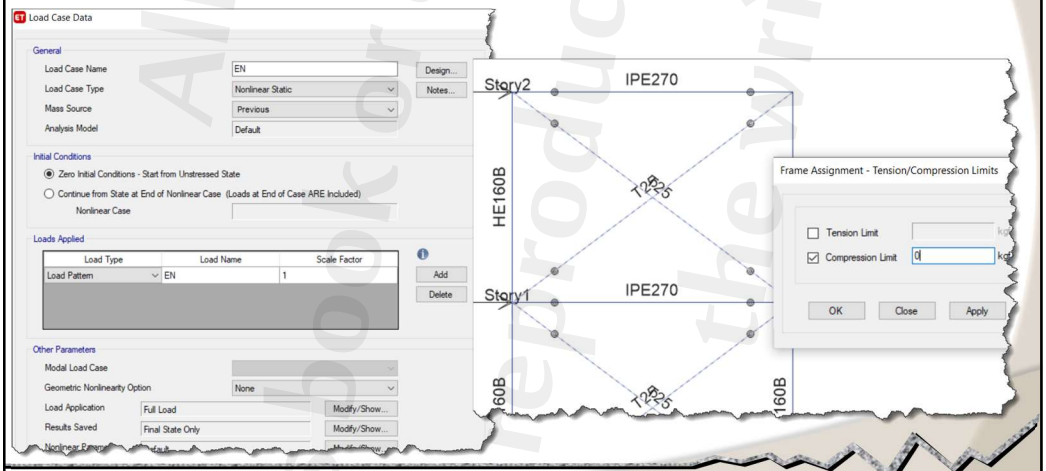
بله، ولی بایستی نوع تحلیل را بصورت غیرخطی در نظر بگیریم. در مثال زیر، از مقطع میلگرد ۲۵ برای مهاربندها استفاده شده است. می‌دانیم که میلگرد دارای لاغری بالایی بوده و قادر به تحمل فشار نیست.



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

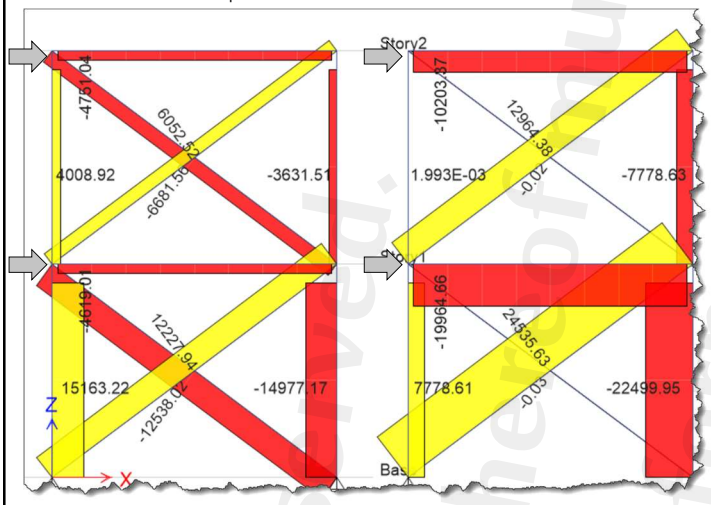
برای ایجاد حالت غیرخطی از مسیر Define menu > Load Cases حالت بار جانبی را بصورت غیرخطی در می‌آوریم. همچنین با انتخاب مهاربندها و با استفاده از مسیر Assign menu > Frame > Tension/Compression Limits، گزینه Compression Limit را به صفر تغییر می‌دهیم.



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

حال دیاگرام نیروی محوری قاب در حالت تحلیل خطی و غیرخطی (با یک مقدار بار جانبی) با هم مقایسه کنید.



تحلیل خطی تحلیل غیرخطی

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

رفتار هیسترتیک دهانه مهاربندی

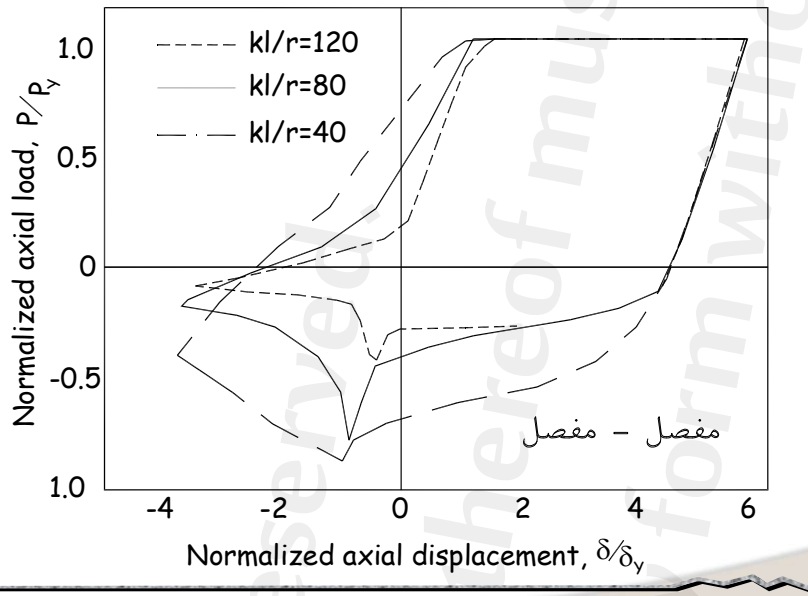
- **لاغری**
- **شرایط تکیه‌گاهی**
- **شکل مقطع**

لاغری: تابع شرایط تکیه‌گاهی و طول عضو است. تحقیقات Black1980 نشان داد اگر نمودار پوش نماینده جذب انرژی تصور گردد، در قسمت کشش تفاوتی با هم ندارند ولی در قسمت فشار دارای تفاوت‌هایی هستند. در حالتی که مهاربند لاغر باشد، عوامل زیر دیده می‌شود:

- کاهش سختی محوری P/δ
- کاهش طول (تغییرمکان محوری پسماند δ در بار صفر)
- کاهش مدول مماسی در بار صفر

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

اثر لاغری بر رفتار چرخه‌ای



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

لاغری مهاربندهای همگرا

OCBF: Braces in V or inverted-V configurations shall have

$$\frac{L_c}{r} \le 4\sqrt{\frac{E}{F_y}} \qquad L_c = KL$$

F_y = 2400 kg/cm²: $KL/r \le 125$

SCBF: Bracing members shall have: $\frac{L_c}{r} \le 200$ $L_c = KL$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مثال) کدامیک از عبارت های زیر در خصوص قاب های مهاربندی شده فولادی صحیح است؟ (F_y=240 MPa و F_u=370 MPa) (مهر ۹۹)

الف) در قاب‌های مهاربندی شده همگرای معمولی با مهاربندی های از نوع ۷ و ۸ محدودیت نسبت لاغری اعضای مهاربندی نسبت به قاب‌های مهاربندی شده همگرای ویژه با مهاربندی های از نوع ۷ و ۸ سخت گیرانه‌تر است.

ب) درقاب های مهاربندی شده همگرای معمولی با مهاربندی‌های ضربدری، محدودیت نسبت پهنا به ضخامت اجزای مقطع اعضای مهاربندی نسبت به قاب های مهاربندی شده همگرای ویژه با مهاربندی های ضربدری، سختگیرانه‌تر است.

ج) درقاب‌های مهاربندی شده همگرای معمولی با مهاربندی‌های از نوع ۷ و ۸ طراحی اعضای مهاربندی به صورت کششی تنها مجاز است.

د) درقاب های مهاربندی شده همگرای ویژه ضربدری، طراحی اعضای مهاربندی به صورت کششی تنها مجاز است

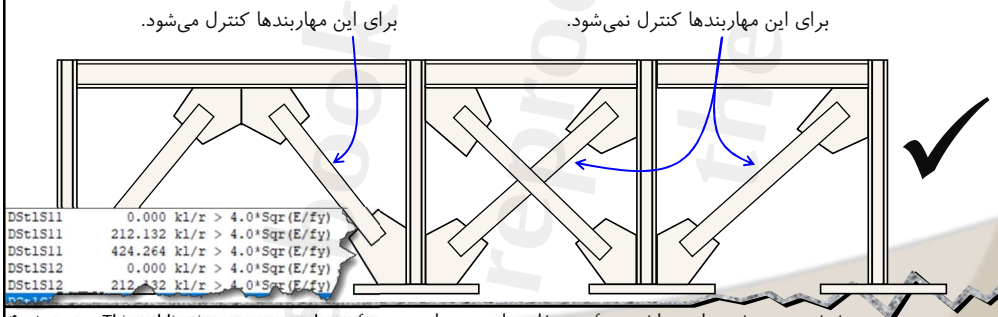
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

آیا برنامه ETABS کنترل لاغری مقاطع مهاربند قاب OCBF را به درستی انجام می‌دهد؟

بله. برنامه کنترل لاغری مهاربندهای ۷ و ۸ را با ضابطه $\frac{L_c}{r} \le 4\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ انجام می‌دهد ولی کنترلی روی لاغری مهاربندهای ضربدری و قطری انجام نمی‌دهد. در صورت عدم اقناع شرایط پیام خطایی صادر می‌شود. همچنین برنامه از F_y استفاده می‌کند و نه R_yF_y که درست است.

ETABS Help: The maximum Kl/r ratio of the braces for V or inverted-V configurations is checked not to exceed $4\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (AISC 341-16 F1.5b). If this criterion is not met, an error message is reported in the output.



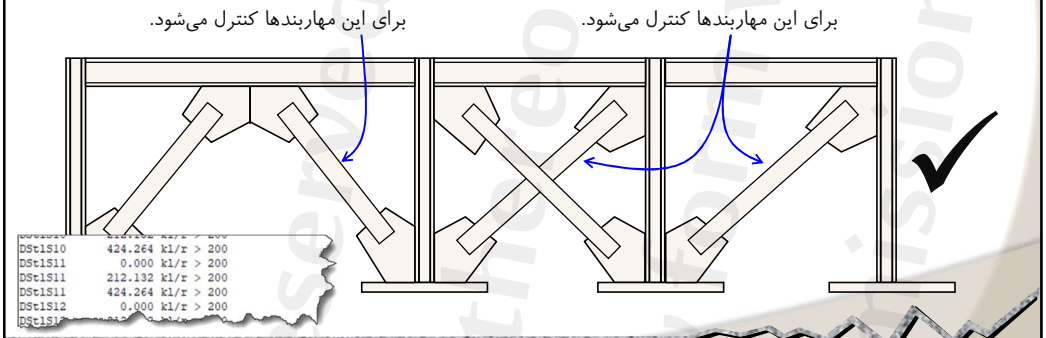
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

آیا برنامه ETABS کنترل لاغری مقاطع مهاربند قاب SCBF را به درستی انجام می‌دهد؟

بله. برنامه کنترل لاغری تمام مهاربندها (با هر پیکربندی) را با حد ۲۰۰ بررسی می‌کند و در صورت عدم اقناع شرایط پیام خطایی صادر می‌شود. همچنین برنامه از F_y استفاده می‌کند و نه R_yF_y که درست است.

ETABS Help: The maximum Kl/r ratio of the braces is checked not to exceed 200 (AISC 341-16 F2.5b(1)). If this criterion is not satisfied, the program issues an error message.

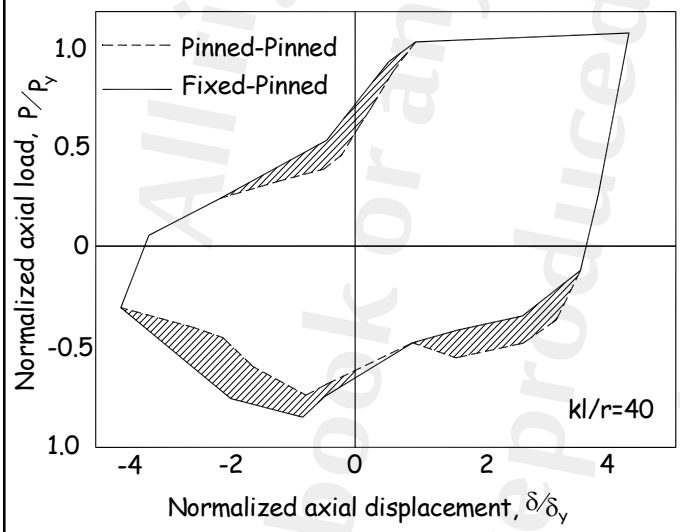


صفحه ۴۰۹ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

اثر شرایط تکیه‌گاهی

این اثر توسط Black و Popove در سال ۱۹۸۰ انجام شده است. فاصله بین نقاط عطف را به عنوان طول موثر در نظر می‌گیریم. این شرایط در محدوده غیرارتجاعی نیز حاکم است. شرایط تکیه‌گاهی تغییرات چندانی بوجود نمی‌آورند.

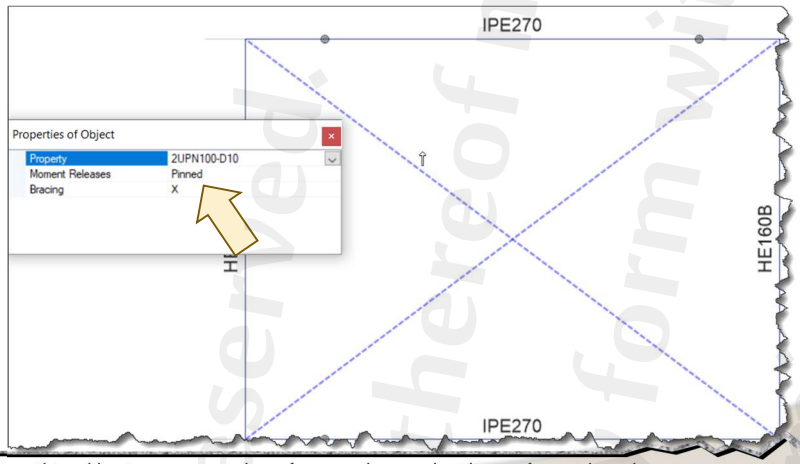


صفحه ۴۱۰ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

نحوه ایجاد انتهای گیردار یا مفصلی در برنامه ETABS:

در حین ترسیم المان مهاربند، در بخش Moment Releases می‌توان گیردار بودن یا مفصلی بودن آن را تعیین نمود.



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

اثر شکل مقطع بر رفتار غیرارتجاعی

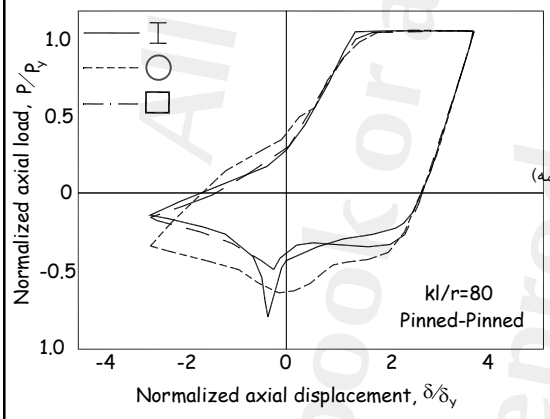
این اثر توسط Black در سال ۱۹۸۰ بررسی شده است. ایشان مقطع I، T، دو مقطع لوله‌ای، مقطع قوطی و دوبل نبشی را بررسی نمودند.

به ترتیب اولویت:

۱- لوله‌ای ۲-قوطی ۳- مقطع I شکل

۴-مقطع T شکل ۵- دوبل نبشی

توصیه شده از دوبل استفاده نشود. مگر بهم دوخته شوند (توسط لقمه)



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

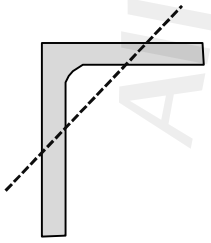
صفحه ۴۱۳ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

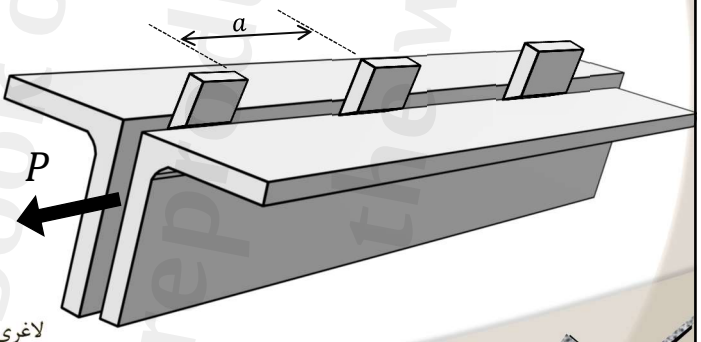
قاب‌های مهاربندی شدهٔ همگرای ویژه (SCBF): در مهاربندهای ساخته شده از دو یا چند نیمرخ، در طول عضو مهاربندی فاصلهٔ اتصال دهنده‌ها (بست‌ها یا لقمه‌ها) باید طوری باشد که نسبت لاغری حداقل(a/r_i) اجزای تشکیل دهنده مقطع مهاربندی از 0.4 نسبت لاغری تعیین کنندهٔ عضو ساخته شده بیشتر نباشد. که در آن:

a: فاصله مرکزتا مرکز اتصال دهنده‌ها (بست‌ها یا لقمه‌ها)

r_i: شعاع ژیراسیون حداقل هر یک از نیمرخ‌های تشکیل دهنده مقطع عضو مهاربندی



فاصله بین لقمه‌ها



$$\frac{a}{r_i} \le 0.4 \left(\frac{KL}{r}\right)_{max}$$

تک

لاغری تعیین کننده مهاربند

صفحه ۴۱۴ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مجموع مقاومت‌های برشی موجود اتصال دهنده‌ها در طول عضو باید مساوی یا بزرگتر از مقاومت کششی موجود هر یک از نیمرخ‌ها باشد. در این محاسبه در مهاربندهای ۷ یا ۸ و قطری طول عضو مهاربندی برابر طول کل مهاربند و در مهاربندهای ضربدری برابر نصف طول کل مهاربندی در نظر گرفته می‌شود. فاصلهٔ اتصال دهنده‌ها باید یکنواخت بوده و تعداد آنها در طول عضو مهاربندی حداقل دو عدد باشد. اتصال‌دهنده‌ها نباید در داخل یک چهارم طول خالص عضو مهاربندی که در وسط مهاربند قرار می‌گیرد، باشد. اگر کمانش عضو مهاربندی طوری باشد که موجب ایجاد برش در اتصال دهنده‌ها نشود، در این صورت در طراحی اتصال دهنده‌ها می‌توان این الزامات را نادیده گرفت.

صفحه ۴۱۵ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

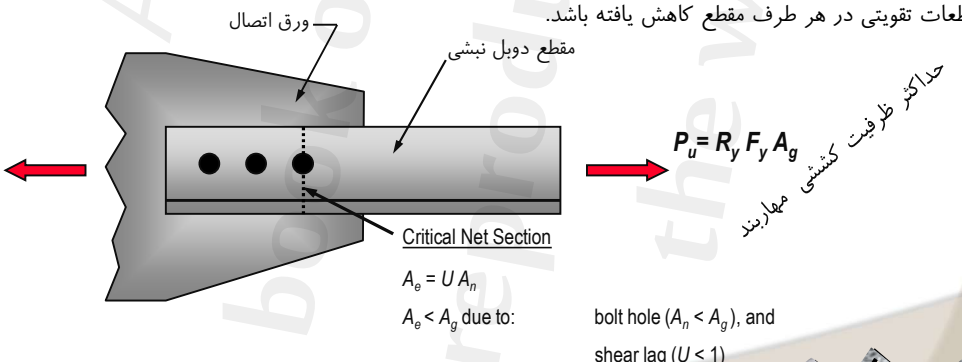
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

قاب‌های مهاربندی شدهٔ همگرای ویژه (SCBF):

مقدار سطح مقطع خالص مؤثر عضو مهاربندی نباید از سطح مقطع کلی آن کمتر باشد. در مواقعی که در عضو مهاربندی از قطعات تقویتی (ورق یا نیمرخ) استفاده می‌شود، الزامات زیر باید تأمین شوند:

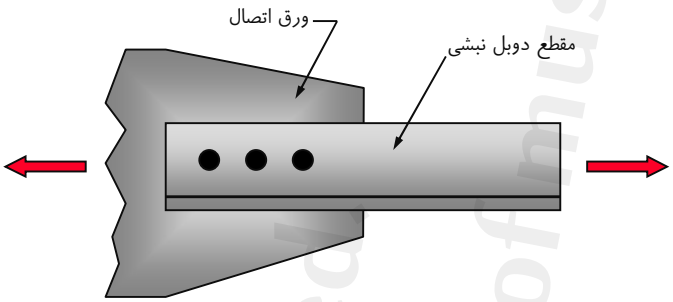
۱- تنش تسلیم قطعات تقویتی باید حداقل برابر تنش تسلیم عضو مهاربندی باشد.

۲- اتصالات قطعات تقویتی به عضو مهاربندی باید دارای مقاومت موجود کافی برای توسعهٔ مقاومت مورد انتظار قطعات تقویتی در هر طرف مقطع کاهش یافته باشد.



صفحه ۴۱۶ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



$P_u = R_y F_y A_g$

حالت حدی: شکست در مقطع خالص

$$\phi P_n = \underbrace{(0.75)}_{\phi} A_e (F_u) \Rightarrow (0.75) A_e (F_u) \geq R_y F_y A_g \Rightarrow \frac{A_e}{A_g} \geq \frac{R_y F_y}{(0.75) F_u}$$

برای فولاد ST37

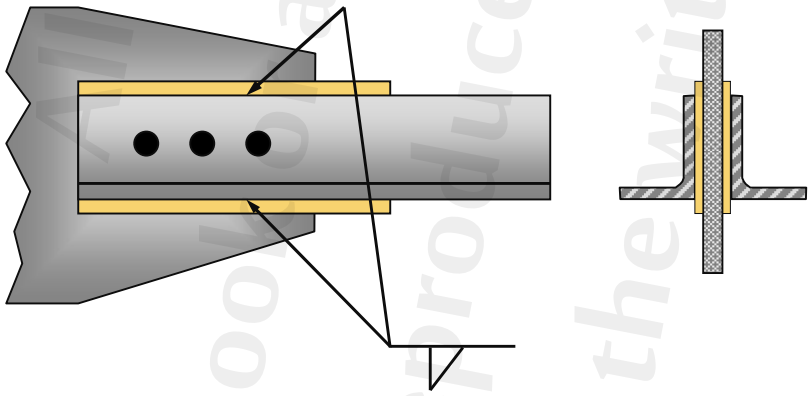
$$\frac{A_e}{A_g} \geq \frac{1.2 \times 2400}{(0.75)\ 1.0 \times 3700} \approx 1.04$$

همانطور که دیده می‌شود، مقطع نیاز به تقویت دارد.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

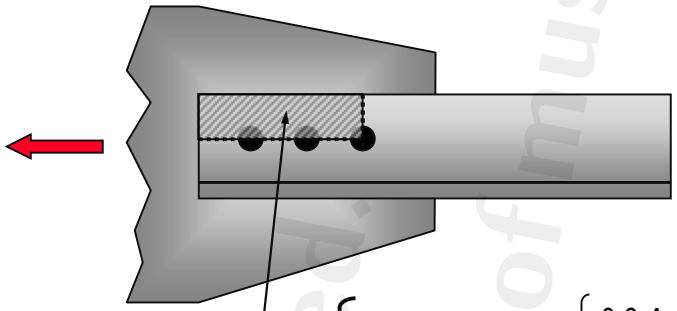
روش تقویت مقطع موثر...



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

کنترل برش قالبی



$P_u = R_y F_y A_g$

طبق بند ۱۰-۲-۹-۴-۳ صفحه ۲۱۹

$$\phi P_n = (0.75)\left[U_{bs} A_{nt} F_u + \text{کمترین} \left\{ \begin{matrix} 0.6 A_{nv} F_u \\ 0.6 A_{gv} F_y \end{matrix} \right\}\right]$$

برای فولاد ST37 $F_u = 3700\ kg/cm^2$

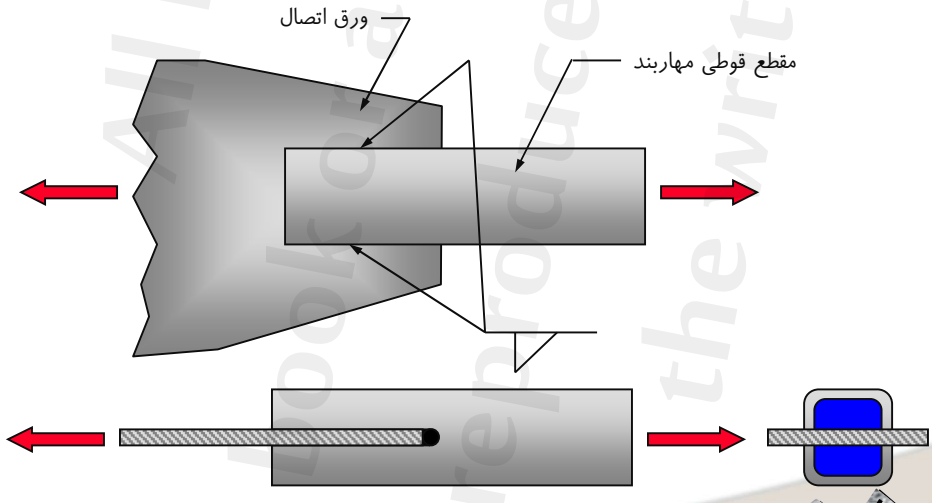
$F_y = 2400\ kg/cm^2$

* A_{nt} سطح مقطع خالص تحت کشش، A_{nv} سطح مقطع خالص تحت برش، A_{gv} سطح مقطع کل تحت برش و U_{bs} ضریب توزیع تنش بوده که برای حالت یکنواخت مساوی یک و برای حالت غیریکنواخت برابر ۰/۵ میباشد.

صفحه ۴۱۹ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

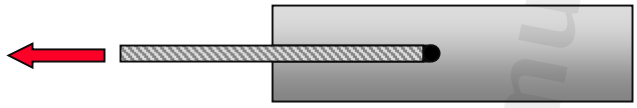
مثال) کنترل اتصال برش قالبی و شکست در مقطع خالص یک مهاربند قوطی شکل



صفحه ۴۲۰ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

حداکثر ظرفیت مهاربند



$P_u = R_y F_y A_g$

صفحه ۴۲۱ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

کنترل شکست در مقطع خالص

$P_u = R_y F_y A_g$

مقطع خالص بحرانی

$A_e = U A_n$

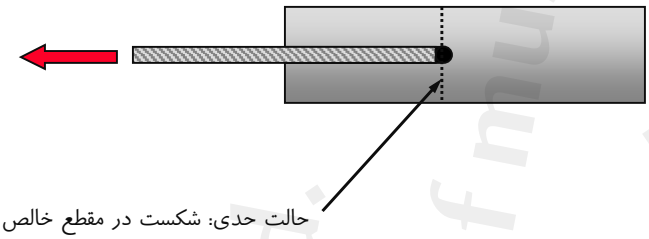
$A_e < A_g$ due to:

slot ($A_n < A_g$), and

shear lag ($U < 1$)

صفحه ۴۲۲ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



$P_u = R_y F_y A_g$

حالت حدی: شکست در مقطع خالص

$(0.75)\, A_e\, (F_u) \geq R_y\, F_y\, A_g$

برای فولاد ST37

OR: $\frac{A_e}{A_g} \geq \frac{R_y F_y}{(0.75) F_u}$

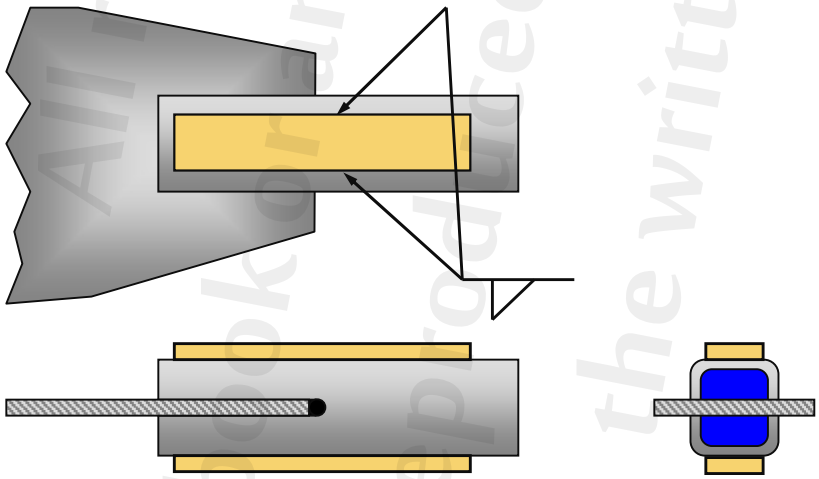
$\frac{A_e}{A_g} \geq \frac{1.2 \times 2400}{(0.75)3700} \approx 1.04$

همانطور که دیده می‌شود، مقطع نیاز به تقویت دارد. زیرا مقطع موثر از مقطع کل بیشتر می‌شود.

صفحه ۴۲۳ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

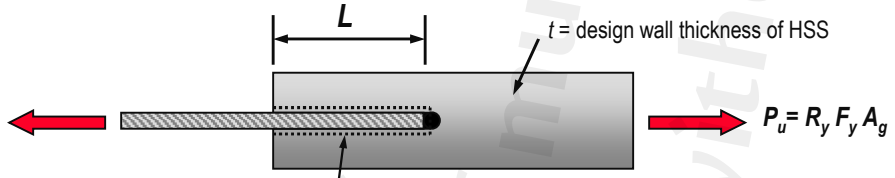
روش تقویت مقطع موثر



صفحه ۴۲۴ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

کنترل برش قالبی



$$\phi P_n = (0.75)\left[U_{bs} A_{nt} F_u + \text{کمترین}\left\{\begin{matrix} 0.6\, A_{nv} R_t F_u \\ 0.6\, A_{gv} R_y F_y \end{matrix}\right\}\right]$$

$A_{nt} \cong 0$

طبق بند ۱۰-۲-۹-۴-۳ صفحه ۲۱۹

$A_{nv} = A_{gv} = 4\, L\, t$

برای فولاد ST37

$F_u = 3700\ kg/cm^2$

$F_y = 2400\ kg/cm^2$

$$\phi P_n = (0.75)\,(4\, L\, t \times 0.6 \times 2400) \geq 1.2 \times 2400 \times A_g$$

$$L \geq \frac{0.66 \times A_g}{t}$$ = minimum length of welded overlap needed based on block shear rupture in HSS bracing member

صفحه ۴۲۵ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

کنترل فشردگی لرزه‌ای مهاربند

در صورتی که اعضا فشرده لرزه‌ای نباشند دچار کمانش موضعی خواهند شد.

صفحه ۴۲۶ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

قاب‌های مهاربندی شدهٔ همگرای معمولی (OCBF): مقاطع اعضای مهاربندی باید از نوع فشردهٔ لرزه‌ای با محدودیت نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{md} مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۲-۴ باشند.

تبصره: در قاب‌های مهاربندی شدهٔ همگرای معمولی و با رفتار کششی تنها و با نسبت لاغری بزرگتر از ۲۰۰ هیچگونه محدودیتی برای نسبت پهنا به ضخامت اجزای مقاطع مهاربندی وجود ندارد.

قاب‌های مهاربندی شدهٔ همگرای ویژه (SCBF): مقاطع ستون‌ها، تیرها و اعضای مهاربندی باید از نوع فشردهٔ لرزه‌ای با محدودیت نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{hd} مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۲-۴ باشند. همچنین در مهاربندهای چند ردیفی در یک طبقه، مقاطع تیرهای واقع در تراز ردیف‌های مهاربندی باید از نوع فشردهٔ لرزه‌ای با محدودیت نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{md} مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۲-۴ باشند.

برای مقاطع I و ناودانی شکل:

$$\frac{b}{t} \le \begin{cases} 0.38\sqrt{\dfrac{E}{R_y F_y}} & \text{for } \lambda_{md} \\ 0.30\sqrt{\dfrac{E}{R_y F_y}} & \text{for } \lambda_{hd} \end{cases}$$

برای مقطع قوطی:

$$\frac{b}{t} \le \begin{cases} 0.64\sqrt{\dfrac{E}{R_y F_y}} & \text{for } \lambda_{md} \\ 0.55\sqrt{\dfrac{E}{R_y F_y}} & \text{for } \lambda_{hd} \end{cases}$$

λ_{md} ≅ moderately ductile →
For members anticipated to undergo plastic rotation of up to 0.02 rad.
λ_{hd} ≅ highly ductile →
For members anticipated to undergo plastic rotation of 0.04 rad or more.

صفحه ۴۲۷ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

ضوابط فشردگی مقاطع استفاده شده در قاب مهاربندی شده OCBF:

مهاربندها: طبق مبحث دهم و AISC341-16، مهاربندها بایستی ضوابط فشردگی متوسط (λ_{md}) را اقناع نمایند. تنها مهاربندهای همگرای معمولی که به صورت صرفا کششی طراحی می‌شوند، نیازی به رعایت این محدودیت ندارند.

آیا برنامه ETABS کنترل فشردگی مقاطع برای مهاربندهای OCBF را به درستی انجام می‌دهد؟

بله. این کنترل توسط برنامه برای مهاربندهای OCBF بدرستی انجام می‌شود و در صورت عدم اقناع شرایط پیام خطایی صادر می‌شود.

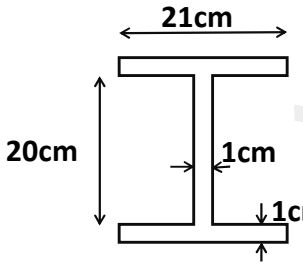
ETABS Help: All brace members are checked to be Seismically Compact consistent with moderately ductile members in accordance with Table 4-1 (AISC 341-16 F1.5a, D1.1, Table D1.1). If the criteria are satisfied, the section is reported as SEISMIC as described earlier in "Classification of Sections for Local Buckling" in this chapter. If this criterion is not satisfied, the program issues an error message.

صفحه ۴۲۸ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مثال کنترل فشردگی مقطع برای مهاربندهای OCBF در برنامه ETABS:

یک مقطع مطابق جزئیات زیر به عنوان مهاربند در برنامه معرفی شده است. مقدار تنش تسلیم ۲۰۰۰ و تنش تسلیم مورد انتظار ۳۰۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع در نظر گرفته شده است.



$$\frac{b}{t} \le 0.38\sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} \quad \text{for } \lambda_{md}$$

$$\frac{b}{t} \le 0.38\sqrt{\frac{2\times10^6}{3000}} = 9.8$$

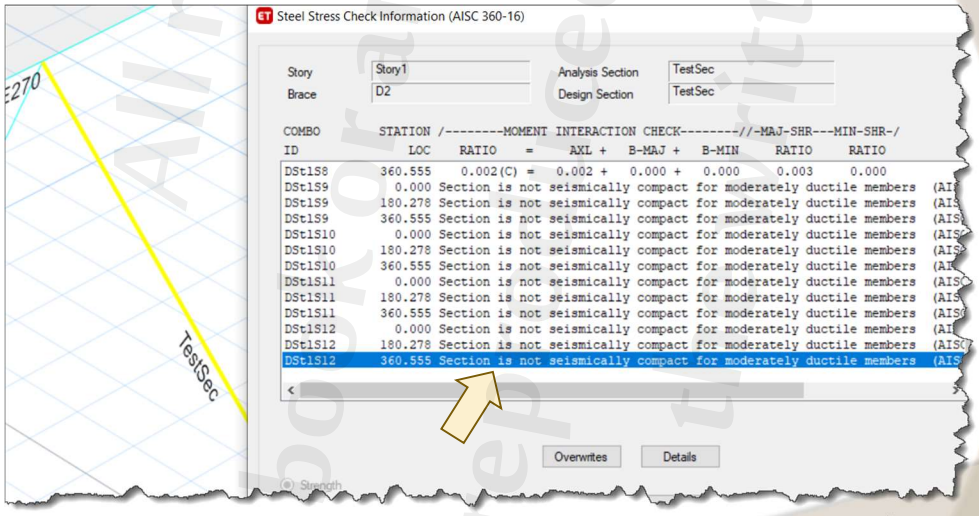
$$\frac{21}{2\times1} = 10.5 > 9.8 \;\; Not\ Ok$$

همانطور که دیده می‌شود، این مقطع فشرده نیست. حال آن را در برنامه ETABS ایجاد نموده و بررسی می‌کنیم. توجه شود، این کنترل فقط در ترکیب بارهای شامل نیروی زلزله انجام می‌شود.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

بعد از طراحی پیام خطایی صادر شده است.



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

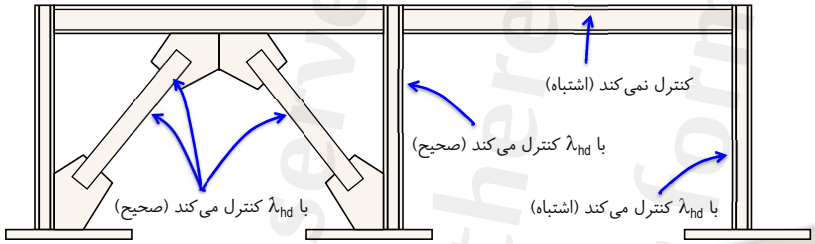
ضوابط فشردگی مقاطع استفاده شده در قاب مهاربندی شده SCBF:

مبحث دهم و AISC341-16: مقاطع اعضای مهاربندی‌ها، ستون‌ها و تیرهای نظیر دهانه‌های مهاربندی‌شده باید از نوع فشردهٔ لرزه‌ای با محدودیت حداکثر نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{hd} مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۲-۴ باشند.

آیا برنامه ETABS کنترل فشردگی مقاطع برای مهاربند، تیرها و ستون SCBF را به درستی انجام می‌دهد؟

خیر. برنامه کنترل فشردگی ستون‌ها و مهاربندها را با حد λ_{hd} کنترل می‌کند و کنترل فشردگی و تیرها را اصلا بررسی نمی‌کند، که درست نیست. بنابراین کاربر بایستی بصورت دستی این کنترل را برای تیرها انجام دهد.

توجه: برنامه ETABS نه فقط برای ستون‌های نظیر دهانه مهاربندی شده بله برای همه ستون‌ها حد فشردگی λ_{hd} را کنترل می‌کند که نیازی نیست.

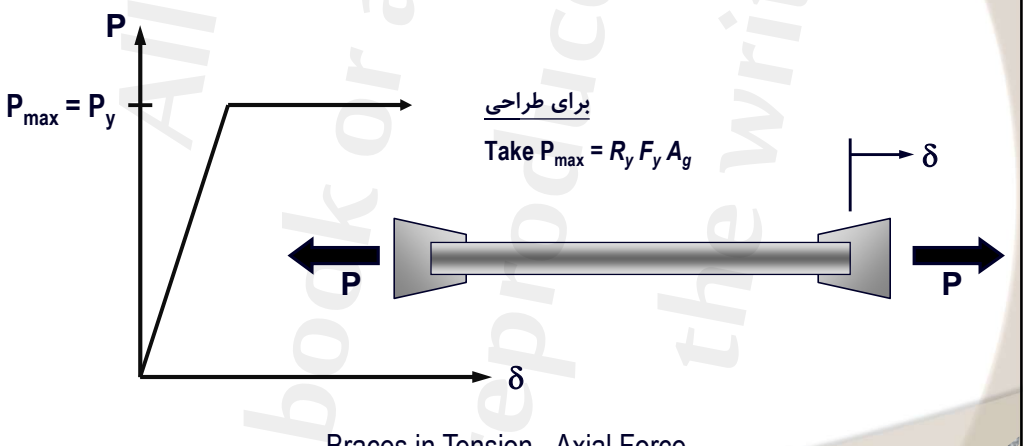


صفحه ۴۳۱ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

حداکثر ظرفیت مهاربند کششی و فشاری چقدر است؟

حداکثر نیروی کششی (حداکثر ظرفیت) مورد انتظار مهاربند:



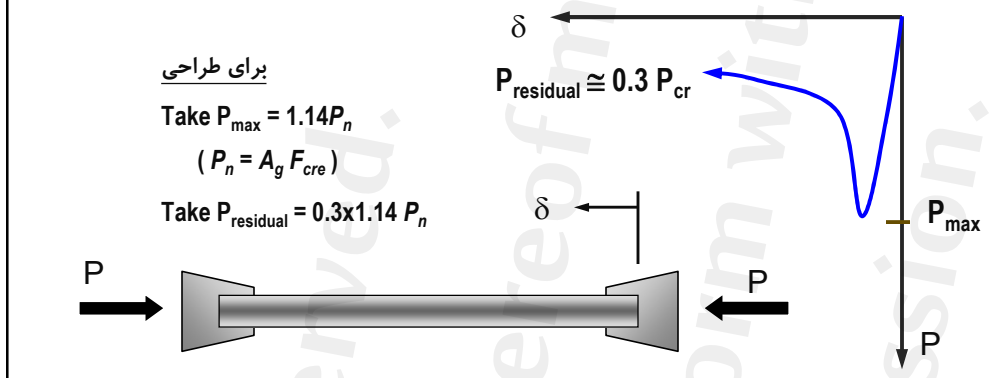
Braces in Tension - Axial Force

صفحه ۴۳۲ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

حداکثر نیروی فشاری مهاربند:



صفحه ۴۳۳ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

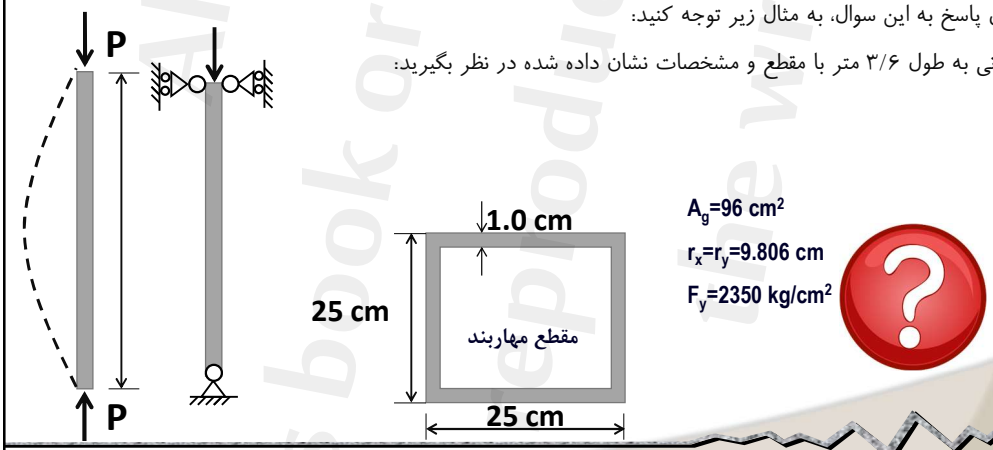
- آیا برنامه ETABS در یک تحلیل خطی قادر به مدلسازی کمانش مهاربندها است؟

- آیا می‌توان کمانش یک عضو را در برنامه بررسی کرد؟

- آیا ظرفیت فشاری محاسبه شده برای یک عضو تحت فشار محوری با مقادیر دستی محاسبه شده یکسان است؟

برای پاسخ به این سوال، به مثال زیر توجه کنید:

ستونی به طول ۳/۶ متر با مقطع و مشخصات نشان داده شده در نظر بگیرید:



صفحه ۴۳۴ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

$$\text{Maximum } \frac{KL}{r} = \frac{1 \times 360 \text{ cm}}{9.806 \text{ cm}} = 36.76$$

$$4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71\sqrt{\frac{2 \times 10^6}{2350}} = 137.4 > 36.76 \quad \Rightarrow$$

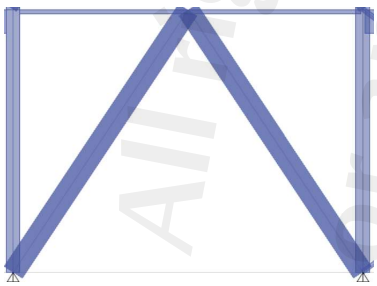
$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2} = \frac{\pi^2 \times 2 \times 10^6}{(36.76)^2} \approx 14600 \ \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\Rightarrow F_{cr} = \left(0.658^{\frac{2350}{14600}}\right)2350 \approx 2196 \ \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\Rightarrow \quad \phi_c P_n = 0.9 \times 2242.9 \times 96 \times 10^{-3} \approx 189.8 \text{ ton}$$

$$\phi_t P_n = 0.9 \times A_g \times F_y = 0.9 \times 96 \times 2350 \times 10^{-3} \approx 203 \text{ ton}$$

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



حال همین مهاربند را در برنامه ETABS مدلسازی می‌کنیم:

بعد از طراح و راست کلیک روی عضو، خلاصه روند طراحی را مشاهده نمایید. در بخش طراحی محوری عضو، مقادیر ϕP_{nt} و ϕP_{nc} به ترتیب ظرفیت محوری فشاری و ظرفیت محوری کششی را ملاحظه نمایید. همانطور که دیده میشود، مقادیر محاسبه شده دستی و نرم‌افزاری برابر است.

Axial Force and Capacities

P_u Force (kgf)	ϕP_{nc} Capacity (kgf)	ϕP_{nt} Capacity (kgf)
10310.79	189813.61	203040

ظرفیت فشاری ظرفیت کششی

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

قاب‌های مهاربندی شدهٔ همگرای معمولی (OCBF):

در تحلیل این نوع قاب‌های مهاربندی شده (به غیر از تیرهای دهانه‌های مهاربندی شده با مهاربندهای به شکل ۷ یا ۸ و تیرهای تراز طبقات و ستون‌های دهانه‌های مهاربندی در قاب‌های مهاربندی شدهٔ چند ردیفی) رعایت ضابطهٔ اضافی، الزامی نیست.

قاب‌های مهاربندی شدهٔ همگرای ویژه (SCBF): در قاب‌های مهاربندی شده همگرای ویژه مقاومت‌های موردنیاز تیرها، ستون‌ها و اتصالات آنها باید براساس نیروی زلزلهٔ محدود به ظرفیت (E_{cl}) تعیین شوند. برای این منظور این مقاومت‌های موردنیاز نباید از نیروهای ناشی از تحلیل‌های زیر کوچکتر در نظر گرفته شوند:

الف) تحلیلی که در آن فرض می‌شود نیروی مهاربندی‌های کششی برابر $R_yF_yA_g/\alpha_s$ و نیروی مهاربندی‌های فشاری برابر $1.14F_{cre}A_g/\alpha_s$ است.

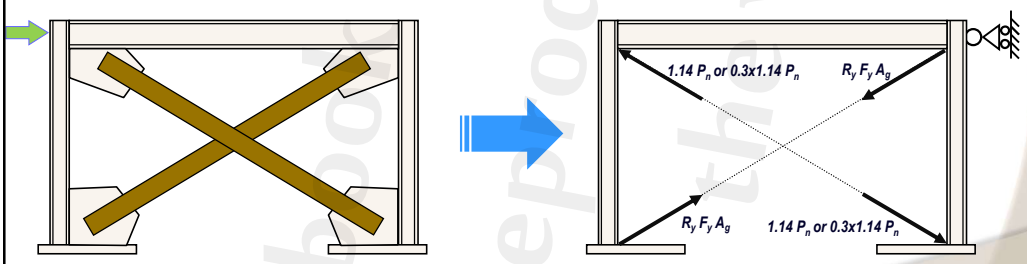
ب) تحلیلی که در آن فرض می‌شود نیروی مهاربندی‌های کششی برابر $R_yF_yA_g/\alpha_s$ و نیروی مهاربندی‌های فشاری برابر $0.3\times1.14F_{cre}A_g/\alpha_s$ است.

که در آن R_y نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد اعضای مهاربندی، F_y تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد اعضای مهاربندی، A_g سطح مقطع کلی عضو مهاربندی، F_{cre} تنش فشاری مورد انتظار ناشی از کمانش مطابق ضوابط بخش ۱۰-۲-۴ با این شرط که در آن به جای F_y از R_yF_y استفاده شده باشد. همچنین α_s برابر ۱.۰ در روش LRFD و برابر ۱.۵ در روش ASD است.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

تبصره ۱: برای انجام تحلیل‌های فوق می‌توان ابتدا حرکت جانبی قاب را مقید نمود. سپس اعضای مهاربندی را از مدل تحلیلی حذف نموده و در اتصال دو انتهای آنها مطابق بندهای (الف) و (ب) فوق، نیروی نظیر آنها به مدل تحلیلی اعمال کرد و پس از آن در حضور بارهای ثقلی با ضرایب بار مربوطه، سازه مورد تحلیل و طراحی قرار گیرد.

تبصره ۲: در مهاربندهای چند ردیفی در یک طبقه این تحلیل باید در برگیرنده تسلیم و کمانش مهاربندها به صورت پیش‌رونده از ردیف‌های ضعیف به قوی باشد.



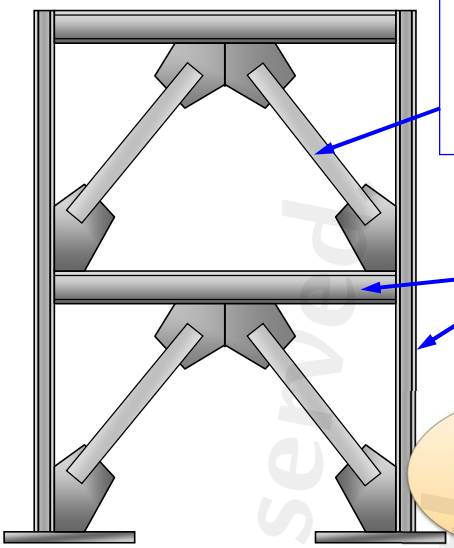
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

فلسفه طراحی قاب مهاربندی شده همگرا

طراحی قاب برای رفتار غیرارتجاعی بصورت زیر خواهد بود:

- مهاربند نقش فیوز را ایفا می‌نماید.
- مهاربند بایستی ضعیفترین قسمت قاب باشد. بدین صورت که ستونها، اتصالات و تیرها بایستی قویتر از مهاربند باشند.



طراح اعضایی که باید ارتجاعی باشند

استفاده از طراحی ظرفیتی

استفاده از ترکیب بارهای تشدید یافته

صفحه ۴۳۹ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

در مهاربندهای ۷ و ۸، در محدوده ارتجاعی:

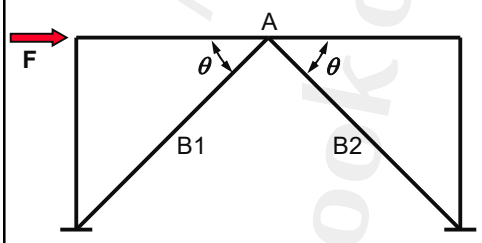
$$|B_1| = |B_2|$$

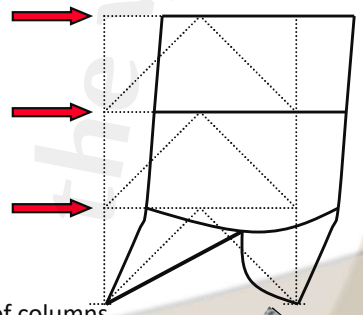
$$C = T = \frac{F}{2\cos\theta} \quad \Rightarrow \quad k = 2\left(\frac{AE}{L}\right)_{br}\cos^2\theta$$

$$P = (T - C)\sin\theta = 0$$

در این حالت نیروی **P** که به تیر اعمال میشود برابر صفر است.

در محدوده غیرارتجاعی:

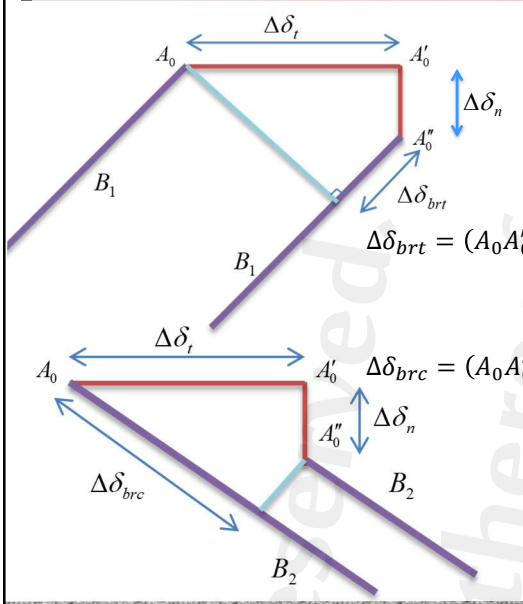




Chevron brace post-buckling stage and potential hinging of columns

صفحه ۴۴۰ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



تغییرطول در مهاربند کششی

$$\Delta\delta_{brt} = (A_0A_0'\cos\theta - A_0'A_0''\sin\theta) = \Delta\delta_t\cos\theta - \Delta\delta_n\sin\theta$$

تغییرطول در مهاربند فشاری

$$\Delta\delta_{brc} = (A_0A_0'\cos\theta + A_0'A_0''\sin\theta) = \Delta\delta_t\cos\theta + \Delta\delta_n\sin\theta$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

نیروی نامتعادل:

$$P_{un} = (T - C)\sin\theta$$

تا زمانی که در محدوده ارتجاعی باشیم، تغییرمکان‌های B1 و B2 برابر است.

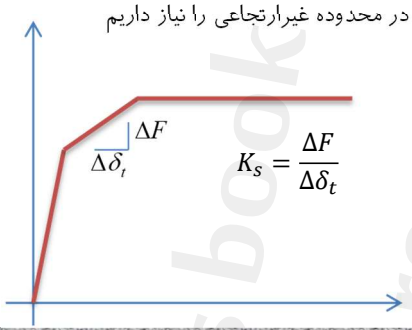
$$K_e = \frac{F}{\delta_t}$$

$$F = 2T\cos\theta$$

$$\delta_t = \frac{\delta_1}{\cos\theta} \rightarrow \delta_1 = \frac{TL}{AE} \Rightarrow \delta_t = \frac{TL}{AE}\frac{1}{\cos\theta}$$

$$K_e = \frac{2T\cos\theta}{\delta_t} = 2\frac{AE}{L}\cos^2\theta$$

در صورتی که وارد ناحیه غیرارتجاعی شویم، سختی مماسی در محدوده غیرارتجاعی را نیاز داریم



$$K_s = \frac{\Delta F}{\Delta\delta_t}$$

$$\Delta P_{un} = (\Delta T - \Delta C)\sin\theta$$
$$\Delta F = (\Delta T + \Delta C)\cos\theta$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

$$\Delta T = K_{br}\Delta\delta_{brt}$$

که K_{br} سختی مماسی مهاربند کششی و K_{bb} سختی مماسی مهاربند فشاری است.

$$\Delta C = K_{bb}\Delta\delta_{brc}$$

حال جملات فوق را در عبارت ΔF (افزایش مقاومت قاب) چنین می‌باشد.

$$\Delta P_{un} = (\Delta T - \Delta C)\sin\theta \qquad \Delta F = (\Delta T + \Delta C)\cos\theta$$

$$\Delta F = K_{br}\Delta\delta_t \cos^2\theta - K_{br}\Delta\delta_n \cos\theta\sin\theta + K_{bb}\Delta\delta_t \cos^2\theta + K_{bb}\Delta\delta_n \cos\theta\sin\theta$$

$$\Delta F = (K_{br} + K_{bb})\Delta\delta_t \cos^2\theta - (K_{br} - K_{bb})\Delta\delta_n \cos\theta\sin\theta$$

$$\Delta P_{un} = K_{bn}\Delta\delta_n$$

$$= K_{br}\Delta\delta_t \cos\theta\sin\theta - K_{br}\Delta\delta_n \sin^2\theta - K_{bb}\Delta\delta_t \cos\theta\sin\theta$$
$$- K_{bb}\Delta\delta_n \sin^2\theta = K_{bn}\Delta\delta_n$$

که K_{bn} سختی قائم تیر می‌باشد.

با ساده سازی:

$$\Delta\delta_n = \frac{(K_{br} - K_{bb})\Delta\delta_t \cos\theta\sin\theta}{K_{bn} + (K_{br} + K_{bb})\sin^2\theta}$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

سختی جانبی قاب:

$$K_s = \frac{\Delta F}{\Delta\delta_t} = (K_{br} + K_{bb})\cos^2\theta - \frac{(K_{br} - K_{bb})^2 \sin^2\theta\cos^2\theta}{K_{bn} + (K_{br} + K_{bb})\sin^2\theta}$$

۱- هنوز مهاربندها در حالت ارتجاعی باشند.

$$K_{bb} = K_{br} = \frac{AE}{L} \qquad K_s = \frac{2EA}{L}\cos^2\theta$$

۲-تیر سخت بوده و وارد ناحیه غیرارتجاعی نشود.

$$K_{bn} = \infty \quad \Rightarrow \quad K_s = (K_{br} + K_{bb})\cos^2\theta$$

۳- مهاربند فشاری در محدوده ارتجاعی کمانش کند:

$$K_{bb} = 0 \quad \Rightarrow \quad K_s = \frac{K_{br}\cos^2\theta}{1 + \frac{K_{br}}{K_{bn}}\sin^2\theta}$$

۴- تاثیر سختی قائم تیر در سختی جانبی مماسی دهانه مهاربندی شده

$$K_s \geq 0 \quad \Rightarrow \quad K_{bn} = \frac{-4K_{br}K_{bb}}{(K_{br} + K_{bb})}\sin^2\theta$$

بایستی

$$K_{bn} = \frac{192EI}{L^3} \quad \text{یا} \quad K_{bn} = \frac{48EI}{L^3}$$

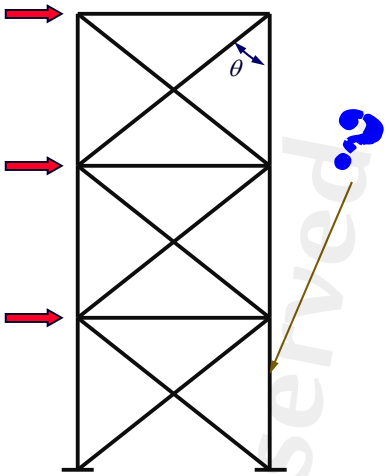
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مثال) حداکثر فشار ایجاد شده در ستون طبقه پایین قاب زیر را تعیین نمایید.

مقدار P_n براساس رابطه ۱۰-۲-۴-۱ تعیین می‌شود. یا حدودا $1.7F_a$



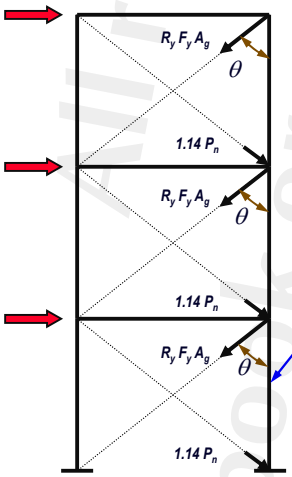
Tension Braces:
Take $P = R_y F_y A_g$

Compression Braces:
Take $P = 0.3 \times 1.14 P_n$

or $P = 1.14 P_n$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



Column Axial Compression =

$[\Sigma (R_y F_y A_g) \cos\theta + \Sigma (1.14 P_n) \cos\theta] + P_{gravity}$

$P_{gravity}$=1.2D+0.5L

(sum brace forces for all levels above column)

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

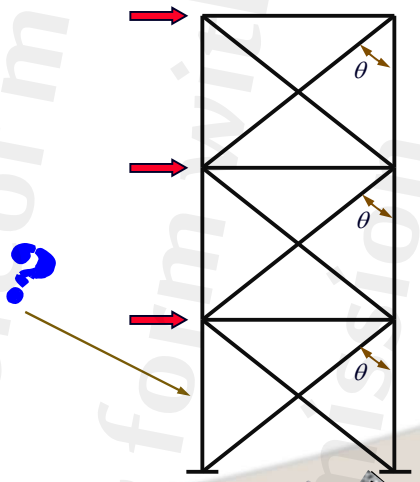
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مثال) حداکثر کشش ایجاد شده در ستون طبقه پایین قاب زیر را تعیین نمایید.

Tension Braces:
Take $P = R_y F_y A_g$

Compression Braces:
Take $P = 0.3 \times 1.14 P_n$

or $P = 1.14 P_n$



صفحه ۴۴۷ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

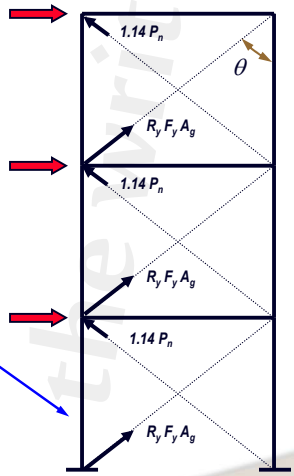
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

Column Axial Tension =

$[\Sigma (R_y F_y A_g) \cos\theta + \Sigma (1.14 P_n) \cos\theta] - P_{gravity}$

$P_{gravity}$=0.9D

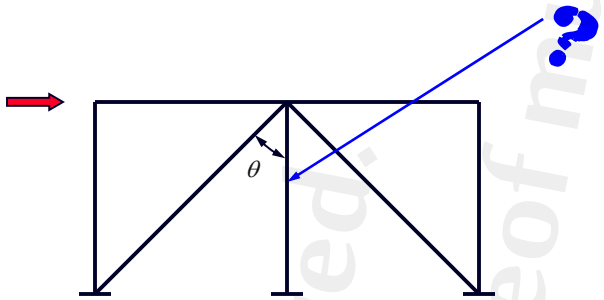
(sum brace forces for all levels above column)



صفحه ۴۴۸ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مثال) حداکثر فشار محوری ایجاد شده در ستون قاب زیر را تعیین نمایید.



Tension Braces:
Take $P = R_y F_y A_g$

Compression Braces:
Take $P = 0.3x1.14P_n$
or $P = 1.14\ P_n$

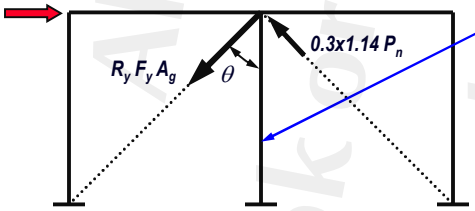
صفحه ۴۴۹ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

Column Axial Compression =

$(R_y F_y A_g)\cos\theta - (0.3x1.14\ P_n)\cos\theta + P_{gravity}$

$P_{gravity}$=1.2D+0.5L



Note

Based on elastic frame analysis:

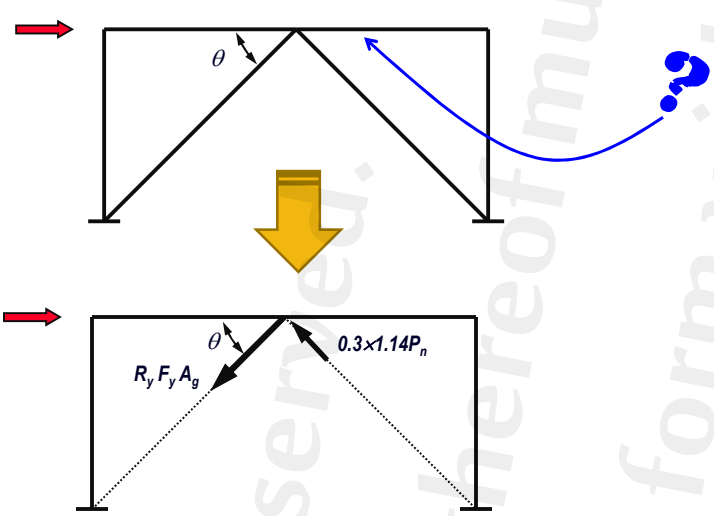
Column Axial Force = $P_{gravity}$

صفحه ۴۵۰ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مثال) حداکثر لنگر ایجاد شده در تیر قاب زیر را تعیین نمایید.



Tension Braces:
Take $P = R_y F_y A_g$

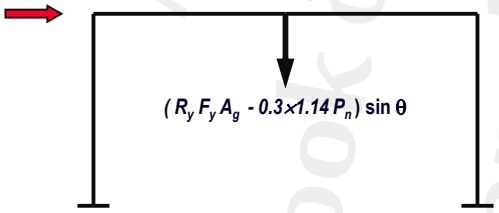
Compression Braces:
Take $P = 0.3x1.14P_n$

or $P = 1.14 P_n$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

Compute moment in beam resulting from application of concentrated load at midspan of ($R_y F_y A_g$ - $0.3x1.14 P_n$) sin θ and add moment due to gravity load



Note

Based on elastic frame analysis:

Moment in beam ≅ 0

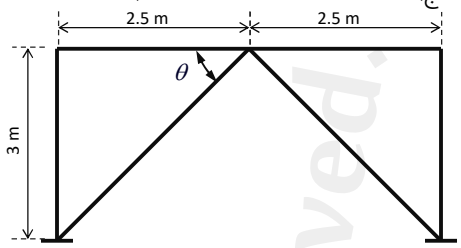
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مثال) مهاربندهای همگرای ویژه نشان داده شده در شکل مقابل مربوط به یک ساختمان فولادی مقاوم در برابر زلزله، از مقطع لوله به قطر خارجی 160 mmو ضخامت 5 mm تشکیل شده است. چنانچه F_{cre}=217 MPa باشد، حداقل مقاومت خمشی طراحی تیر طبقه (با صرف نظر از اثر بارهای ثقلی) به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیکتر است؟ (F_y=240 MPa و F_u=370 MPa) (مرداد ۹۴)

الف) 530 kN. ب) 700 kN.m ج) 115 kN.m د) 0 kN.m



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

پاسخ:

$$\theta = arc\tan\left(\frac{3}{2.5}\right) = 50.2^{\circ} \qquad A_g = \frac{\pi}{4}(160^2 - 150^2) = 2434\ mm^2$$

$$T = R_y F_y A_g = 1.25 \times 240 \times 2434 \times 10^{-3} = 730\ kN$$

$$C = 0.3 \times 1.14 F_{cre} A_g = 0.3 \times 1.14 \times 217 \times 2434 = 180\ kN$$

$$M_u = (T - C)\sin\theta \times \frac{L}{4} = (730 - 180)\sin\theta \times \frac{L}{4} = 528\ kN.m$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

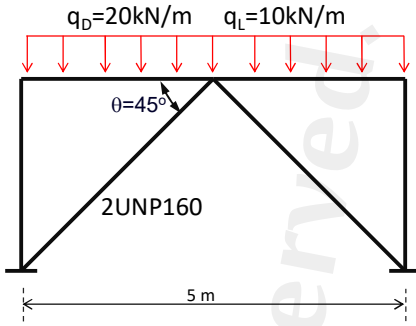
All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مثال) در شکل زیر یکی از دهانه‌های یک قاب ساختمانی ساده توام با مهاربندی همگرای ویژه از نوع ۸ و با کاربری مسکونی نشان داده شده است. چنانچه مقدار تنش فشاری مورد انتظار اعضای مهاربندی با مقطع دوبل UNP160 ناشی از کمانش برابر $0.9R_yF_y$ فرض شود، حداقل مقاومت خمشی مورد انتظار (M_u) تیر به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ (F_y=240 MPa و F_u=370 MPa) (مهر ۹۶)

الف) 521 kN. ب) 940 kN.m ج) 125 kN.m د) 262 kN.m

پاسخ:



$$q_u = 1.2 \times 20 + 10 = 34\ kN/m$$

$$T = R_y F_y A_g = 1.2 \times 240 \times 2 \times 2400 \times 10^{-3}$$
$$= 1382\ kN$$

$$C = 0.3 \times 1.14 F_{cre} A_g$$
$$= 0.3 \times 1.14 \times 0.9 \times 1.2 \times 240 \times 2 \times 2400$$
$$= 425\ kN$$

$$M_u = (T - C)\sin\theta \times \frac{L}{4} + q_u \times \frac{L^2}{8}$$

$$= (1382 - 425)\sin 45 \times \frac{5}{4} + \frac{34 \times 5^2}{8} = 952\ kN.m$$

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

آیا برنامه ETABS این ضابطه (طراحی ظرفیتی تیرها و ستون‌ها در قاب مهاربندی شده همگرای ویژه) را کنترل می‌کند؟

خیر. برنامه هیچ کنترلی در این ارتباط انجام نمی‌دهد و کاربر بایستی به طور دستی این کنترل مهم را انجام دهد.

Note: Beams intersected by chevron (V or inverted-V) braces are NOT currently checked to have a strength to support loads for the following two conditions (AISC 341-16 1):

(a) A beam that is intersected by braces shall be designed to support the effects of all tributary dead and live loads from load combinations stipulated by the code, assuming the bracings are not present (AISC 341-16 F1.4a(1)).

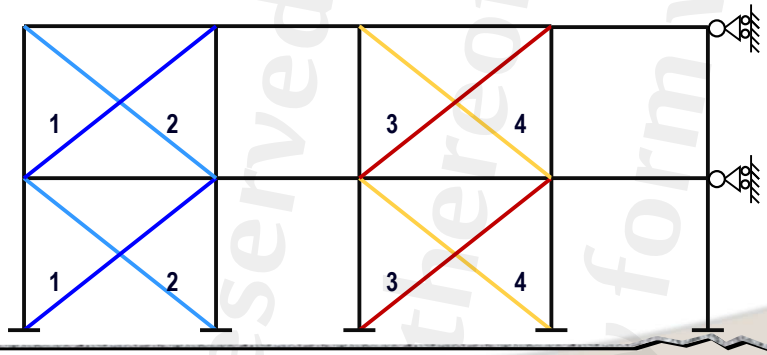
(b) A beam that is intersected by braces and supporting earthquake load shall be designed to resist the effects of the load combinations stipulated by the code, except the brace forces have to be replaced by their capacities. The forces in all braces in tension shall be assumed to be equal to $R_yF_yA_g$ (AISC 341-16 F1.4a(1)(i)). The forces in all braces in compression shall be assumed to be equal to 0.3 Pn (AISC 341-16 F1.4a(1)(ii)).

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مراحل اعمال این ضابطه در برنامه ETABS:

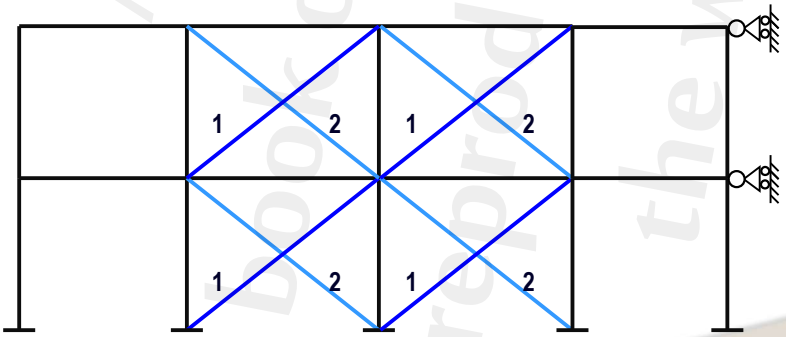
۱) برای هر قاب مهاربندی به طور جداگانه، مهاربندها را گروه‌بندی نمایید. روش این گروه‌بندی نشان داده شده است. در صورتی که مهاربند در دو دهانه غیرمتوالی قرار داشته باشند، برای هر دهانه، گروه‌بندی جداگانه انجام شود. بدین صورت که برای هر دهانه به طور مستقل، قطری‌هایی که همزمان در کشش قرار دارند، در یک گروه و قطری‌هایی که همزمان در فشار قرار دارند، در گروه دیگر وارد شوند. به عنوان مثال در شکل زیر، چهار گروه وجود دارد. در صورتی که در محور دیگری نیز مهاربندهای دیگری وجود داشت، در گروه های ۵ الی ۸ قرار خواهدگرفت.



صفحه ۴۵۷ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

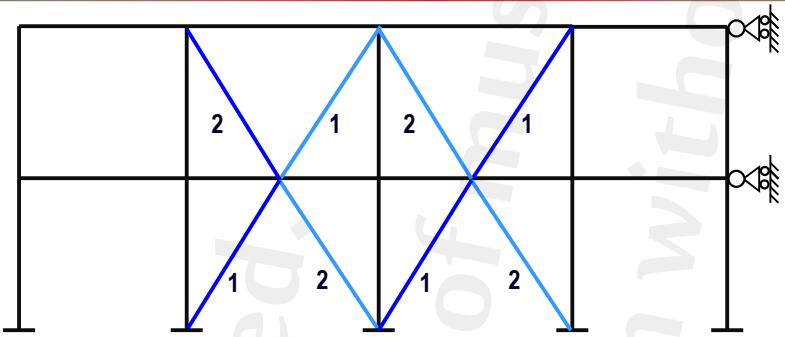
در صورتی که مهاربندها در دو دهانه‌های متوالی قرار داشته باشند، به مانند شکل‌های زیر، گروه‌بندی شوند. در این حالت تمام دهانه‌های متوالی، قطری‌هایی که همزمان در کشش قرار می‌گیرند، در یک گروه و قطری‌هایی که همزمان در فشار قرار دارند، در گروه دیگر واقع شوند.



صفحه ۴۵۸ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



۲) به تعداد گروه های تشکیل شده، لازم است، با استفاده از مسیر Define menu > Load Patterns برای مهاربندهای کششی و فشاری حالت بار T و C از نوع Other ایجاد می‌کنیم. الگوی بارگذاری T به نمایندگی از مهاربندهای کششی و الگوی C به نمایندگی از مهاربندهای فشاری هستند. برای هر المان مهاربندی صرفنظر از آنکه در کدام گروه باشد، نیروی کششی و فشاری آن عبارت است از:

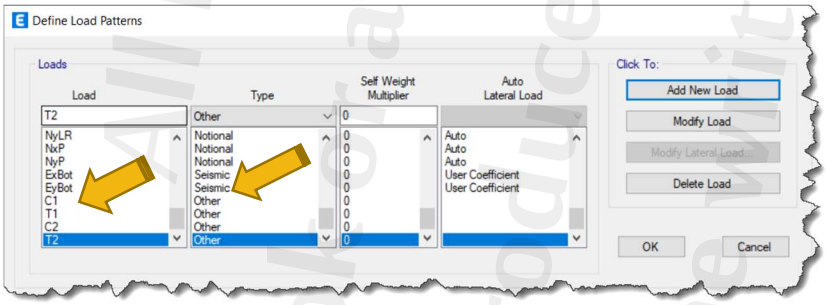
$$T = R_y F_y A_g$$

$$C = 1.14P_n = 1.14 \times F_{cre} \times A_g$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

به عنوان مثال اگر مطابق دو شکل مهاربندی اخیر، دو گروه وجود داشته باشد، الگوی C1، T1، C2 و T2 با ماهیت Other ایجاد گردد.

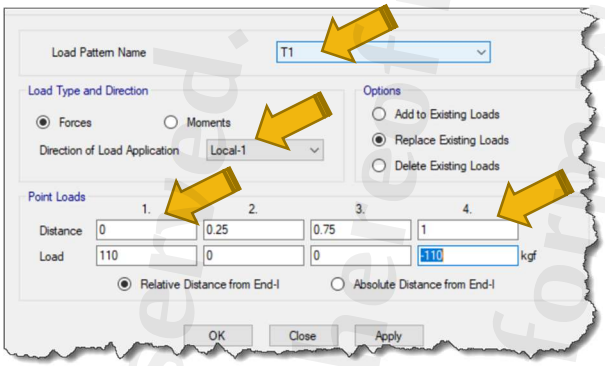


 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

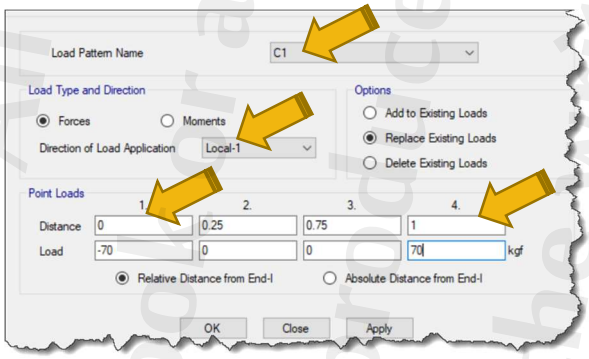
۳) هر یک از مهاربندها براساس نیروی کششی و فشاری خود، مطابق تصاویر بعدی، یک بار بارگذاری محوری کششی و یکبار بارگذاری محوری فشاری شوند. صرفنظر از آنکه برخی مهاربندها در یک گروه قرار داشته و مقطع آنها نیز مشابه است، با توجه به طول و ضریب لاغری متفاوت آنها، نیروهای فشاری متفاوتی دارند. جهت انجام بارگذاری، المان مهاربندی مورد نظر انتخاب و از طریق دستور زیر، بارگذاری شود:

Assign menu > Frame Loads > Point



WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

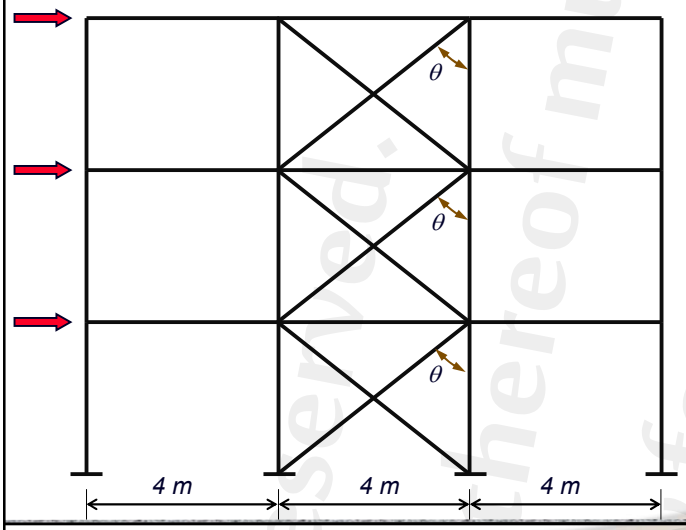
هر یک از مهاربندها براساس ظرفیت کششی و فشاری خود، یکبار بارگذاری کششی و یکبار بارگذاری فشاری می‌شوند. توجه شود که این ظرفیت‌ها بسته به سطح مقطع و لاغری آنها متفاوت است.



All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

به این مثال عددی توجه کنید.



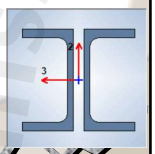
فرض کنید مقطع مهاربندها از 2UNP100 با فاصله ۱۰ میلیمتری از یکدیگر و پشت به پشت هم باشند. مشخصات مقطع مهاربند بصورت زیر است:

A_g=26.9 cm^2

R33= 3.907 cm

R22= 4.22 cm

F_y=2350 kg/cm^2



صفحه ۴۶۳ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

تعیین ظرفیت کششی مهاربند:

$$T = R_y A_g F_y = 1.2 \times 26.9 \times 2350 \times 10^{-3} \approx 75.8 \text{ ton}$$

تعیین ظرفیت فشاری مهاربند:

$$\text{Maximum } \frac{KL}{r} = \max \begin{cases} \dfrac{0.5 \times 500 \text{ cm}}{3.907 \text{ cm}} = 63.98 \\ \dfrac{0.7 \times 500 \text{ cm}}{4.22 \text{ cm}} = 82.93 \end{cases}$$

$$4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71\sqrt{\frac{2 \times 10^6}{2350}} = 137.4 > 82.93 \quad \Rightarrow$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2} = \frac{\pi^2 \times 2 \times 10^6}{(82.93)^2} \approx 2866.6 \ \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\Rightarrow F_{cr} = \left(0.658^{\frac{1.2 \times 2350}{2866.6}}\right) 1.2 \times 2350 \approx 1868.2 \ \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\Rightarrow \quad C = 1.14 \times 1868.2 \times 26.9 \times 10^{-3} \approx 57.2 \text{ ton}$$

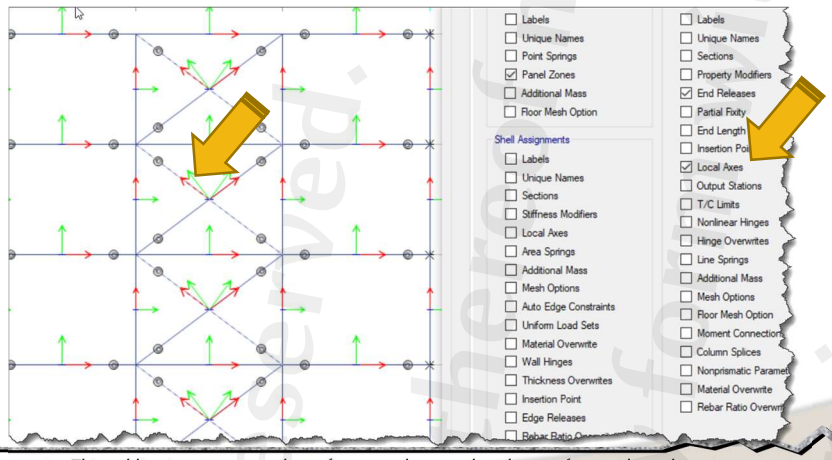
$1.14F_{cre}A_g$ or $0.3 \times 1.14F_{cre}A_g$

صفحه ۴۶۴ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

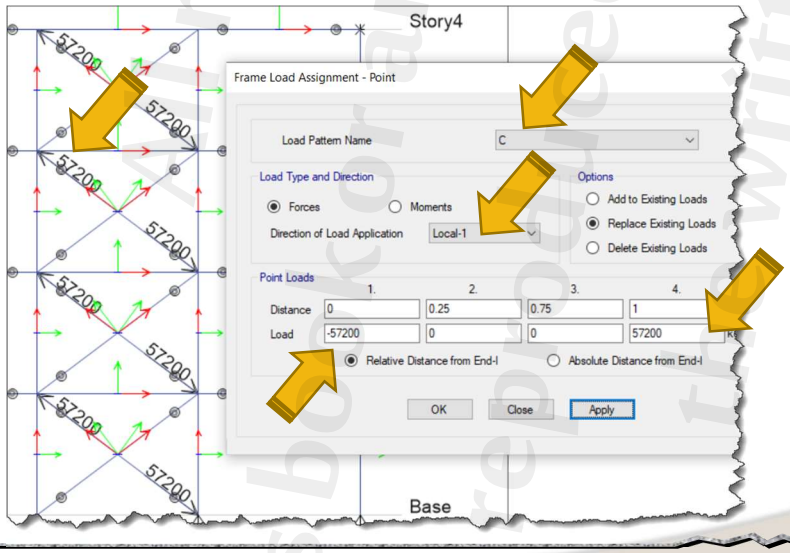
برای اعمال بار محوری (نیروی ظرفیتی مهاربندها) جهت محور محلی مهاربندها را مشاهده نمایید. در امتداد محور محلی ۱ نیروهای کششی و فشاری اعمال شوند. برای این منظور از مسیر View menu > Set Display Options اقدام نموده و گزینه Local Axis را تیک بزنید.



صفحه ۴۶۵ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

حال با انتخاب مهاربندها (مثلا مهاربندهای فشاری) از مسیر Assign menu > Frame Loads > Point اقدام نمایید.



صفحه ۴۶۶ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

نیروی ظرفیت کششی مهاربندها را نیز با همین روش به آنها اعمال کنید.

صفحه ۴۶۷ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

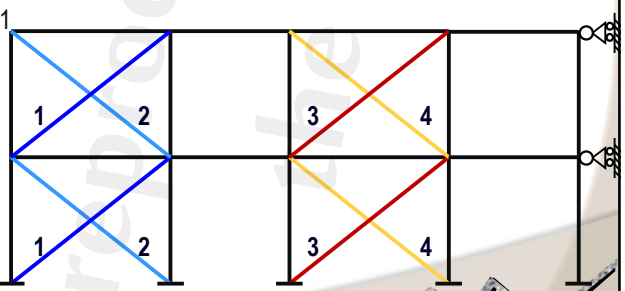
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

۴) به ازای هر دو گروهی که با هم اندرکنش دارند، (مثلا در شکل زیر، گروهای ۱ و ۲ با هم و گروه های ۳ و۴ نیز با هم اندرکنش دارند) ترکیب بارهایی به شرح زیر، ایجاد گردد. در این ترکیب بارها عبارت 0.6AI مربوط به نیروی قائم زلزله وارد بر کل سازه ساختمان در منطقه با خطر نسبی بسیار زیاد است. در سایر مناطق لرزه خیزی این ضریب از ترکیب بارهای بارگذاری حذف شود.

(1.2+0.6AI)D+0.5LL+HL+0.2S+T1+C2
(1.2+0.6AI)D+0.5LL+HL+0.2S+T1+0.3C2
(1.2+0.6AI)D+0.5LL+HL+0.2S+T2+C1
(1.2+0.6AI)D+0.5LL+HL+0.2S+T2+0.3C1
(0.9-0.6AI)D+T1+C2
(0.9-0.6AI)D+T1+0.3C2
(0.9-0.6AI)D+T2+C1
(0.9-0.6AI)D+T2+0.3C1

در این ترکیبات، HL بار زنده که مشمول ضریب 0.5 نمی‌شود.

نمونه ترکیب بارهای مربوط به اندرکنش گروه ۱ و ۲

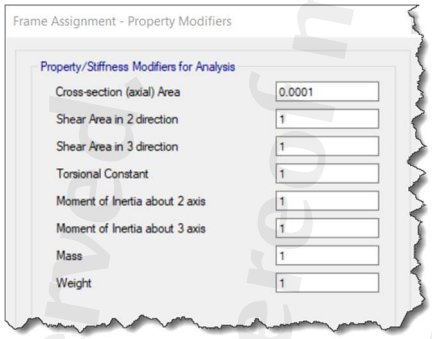


صفحه ۴۶۸ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

۵) کلیه مهاربندهای هم‌محور انتخاب و از محل دستور زیر، ضریب اصلاح سختی محوری آنها عدد بسیار کمی نظیر 0.001 تعریف شود. این کار برای جلوگیری از مشارکت سختی محوری آنها در باربری نیروهای وارده است.

Assign menu > Frame > Property Modifiers



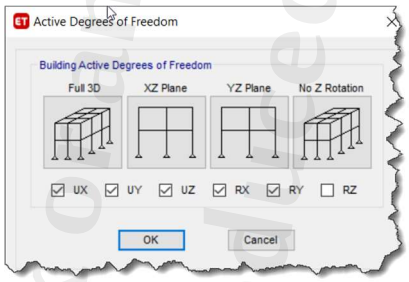
۶) کلیه گره‌ها انتخاب شوند و توسط دستور زیر، از دیافراگم جدا گردند.

Assign menu > Joint > Diaphragms

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

۷) از مسیر Analyze menu > Set Active Degrees of Freedom حالت No Z Rotation را انتخاب کنید.



۸) بررسی برای هر قاب مهاربندی شده، جداگانه انجام گردد. در قابی که قصد دارید، مهاربندهای آن را بررسی کنید، گره‌ای خارج از دهانه مهاربندی را در کلیه طبقات، در همان قاب توسط دستور Restraint مقید نمایید. در پنجره دستور مذکور صرفا درجه آزاد مربوط به انتقال جانبی در راستای قاب مورد نظر (U_x یا U_y) مقید شود. بنابراین برای یک قاب مهاربندی در امتداد X باید U_x مربوط به یکی از گره‌های همان قاب را مقید کنید. برای بررسی قاب مهاربندی در محور دیگر، ابتدا گره مقید شده قاب قبلی را باز و سپس گره‌ای در قاب محور جدید را مقید نمایید.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

۹) دستور تحلیل اجرا شود. سپس در منوی طراحی قاب فولادی، از پنجره دستور Select Design Combination ترکیب بارهای ایجاد شده در گام چهارم، مربوط به اندرکنش گروه‌های مهاربندی موجود در قاب مورد بررسی، همراه با ترکیب بارهای ثقلی که پیش موجود بوده‌اند، را فعال و سایر ترکیب بارها را غیرفعال نمایید. همچنین در منوی تنظیمات طراحی قاب فولادی، در پنجره View/Revise Preferences، گزینه‌های طراحی لرزه‌ای (گزینه های ردیف ۲۵ و۲۶) را غیرفعال نمایید. در نهایت دستور طراحی را اجرا کنید. تیرها و ستون‌های دهانه مهاربندی، تحت این شرایط باید بررسی و در صورت نیاز، اصلاح شوند.

23	Phi(Shear-Short Webed Rolled I)	1
24	Phi(Torsion)	0.9
25	Ignore Seismic Code?	Yes
26	Ignore Special Seismic Load?	Yes
27	Is Doubler Plate Plug-Welded?	Yes
28	HSS Welding Type	ERW
29	Reduce HSS Thickness?	No

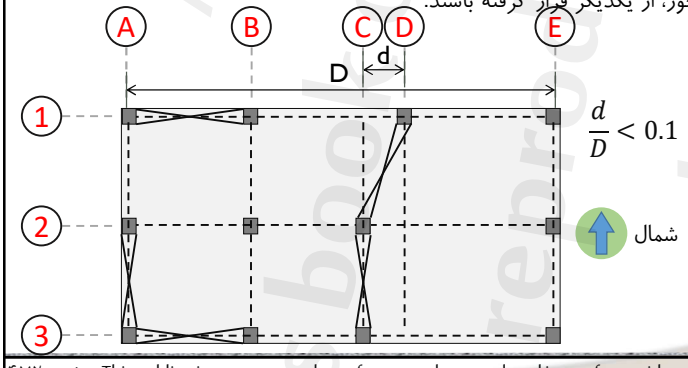
صفحه ۴۷۱ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

قاب‌های مهاربندی شدهٔ همگرای ویژه (SCBF):

توزیع نیروی جانبی:

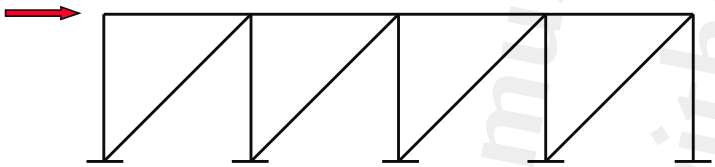
در هر طبقه و در امتداد هر محور، مهاربندها باید طوری در نظر گرفته شوند که در هر راستای بارگذاری حداقل ۳۰ درصد و حداکثر ۷۰ درصد نیروی جانبی سهم آن محور در کشش تحمل شود، مگر آنکه مهاربندهای فشاری دارای مقاومتی بیشتر از آنچه تحلیل سازه برای ترکیبات بار شامل زلزلهٔ تشدید یافته نشان می‌دهد، باشند. منظور از محور مهاربندی در این بند، یک یا چند محور مهاربندی شده مستقیم موازی است که به فاصله‌ای کمتر از ۱۰ درصد بعد ساختمان در پلان، در جهت عمود بر محور، از یکدیگر قرار گرفته باشند.



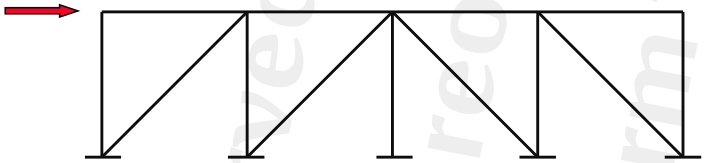
صفحه ۴۷۲ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مثال:



شکل فوق مناسب نیست، زیرا ۱۰۰٪ مهاربندها در کشش کار می‌کنند.

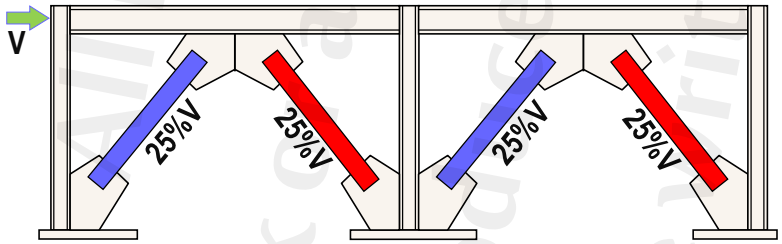


OK

شکل فوق مناسب است، زیرا ۵۰٪ مهاربندها در کشش و ۵۰٪ مهاربندها در فشار کار می‌کنند.

صفحه ۴۷۳ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



0.3V≤کشش≤ 0.7V

0.3V≤فشار≤ 0.7V

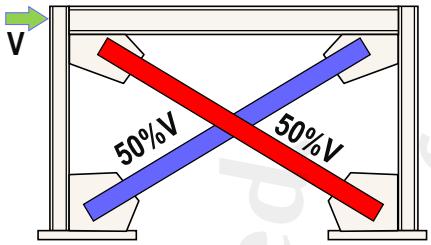
OK

مهاربند قرمز: فشاری

مهاربند آبی: کششی

صفحه ۴۷۴ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



مهاربند قرمز: فشاری
مهاربند آبی: کشش

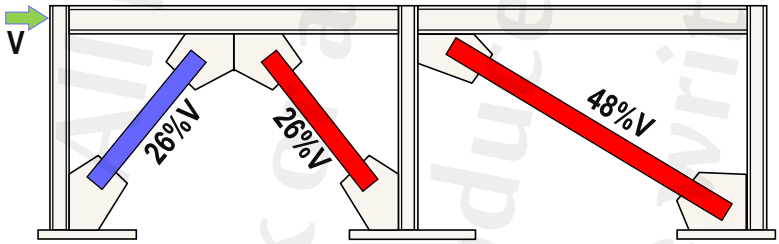
0.3V≤کشش≤ 0.7V

0.3V≤فشار≤ 0.7V

OK

صفحه ۴۷۵ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



0.3V>کشش=0.26V≤ 0.7V

0.3V<فشار=0.74V> 0.7V

Not OK

مهاربند قرمز: فشاری
مهاربند آبی: کشش

نیروی کششی و فشاری مهاربندها به سختی آنها مرتبط است.

صفحه ۴۷۶ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

آیا برنامه ETABS کنترلی بصورت خودکار، برای این مورد انجام می‌دهد؟

خیر. برنامه ETABS هیچ کنترلی در ارتباط با ضابطه حداقل ۳۰٪ و حداکثر ۷۰٪ سهم نیرویی مهاربندها در کشش را کنترل نمی‌کند و باید توسط کاربر انجام شود.

توجه: طبق AISC341-16 و مبحث دهم، در صورتی که هر محور و در هر طبقه مقدار DCR مهاربندهای فشاری تحت کلیه ترکیب بارها از جمله ترکیب بارهای تشدید یافته کمتر از یک باشد، می‌توان این کنترل را انجام نداد.

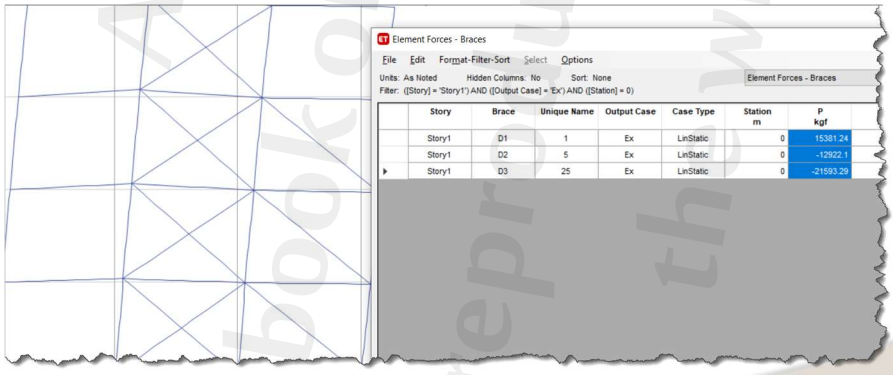
Along any line of braces, braces shall be deployed in alternate directions such that, for either direction of force parallel to the braces, at least 30% but no more than 70% of the total horizontal force along that line is resisted by braces in tension, unless the available strength of each brace in compression is larger than the required strength resulting from the overstrength seismic load.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

چگونه می‌توان در ETABS این ضابطه را کنترل نمود؟

از مسیر Display menu > Show Table نیروی محوری مهاربندها قرائت شده و نیروهای کششی و فشاری مهاربندها را هم جمع میزنیم. نهایتا کنترل شود در هر طبقه مجموع نیروی زلزله مهاربندهای کششی در امتداد هر محور از ۷۰٪ مجموع نیروی زلزله مهاربندهای کششی و فشاری در امتداد همان محور بیشتر نباشد و از ۳۰٪ مقدار ذکر شده نیز کمتر نباشد.

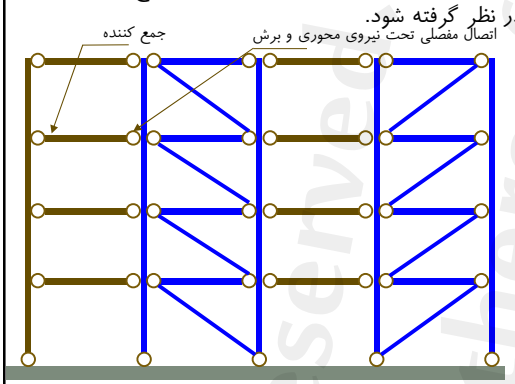


 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

قاب‌های مهاربندی شدهٔ همگرای ویژه (SCBF):

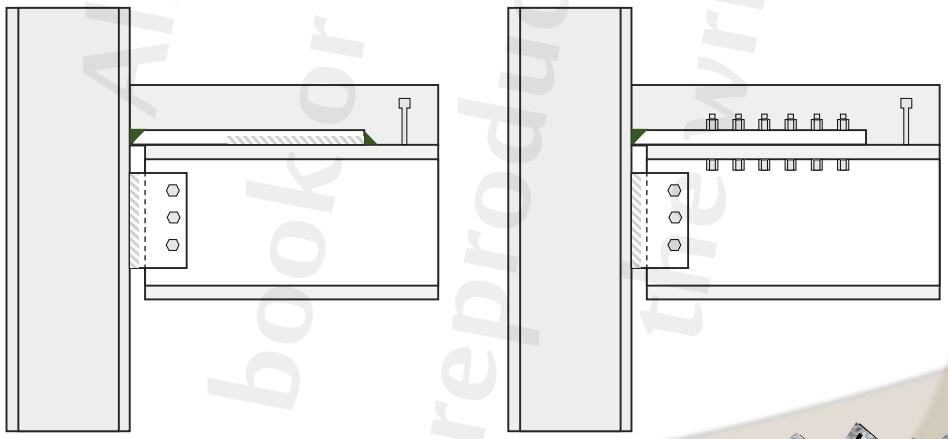
در مواقعی که در یک محور مهاربندی، مهاربندهای قطری در یک دهانه نباشند، مقاومت‌های موردنیاز دیافراگم، جمع کننده‌ها و اجزای تشکیل دهندهٔ سیستم کف باید طوری در نظر گرفته شوند که مطابق الزامات بند ۱۰-۳-۴-۲-۳ نیروهای ناشی از رفتار فرا کمانشی مهاربندها بتوانند بین دهانه‌های مهاربندی شده منتقل شوند. مقاومت‌های موردنیاز جمع کننده لازم نیست از مقاومت موردنیاز به دست آمده از تحلیل شامل نیروی زلزلهٔ تشدیدیافته ($\Omega_0 E$) که در آن کلیهٔ مهاربندهای فشاری از مدل حذف شده‌اند، بزرگتر در نظر گرفته شود. همچنین مقاومت موردنیاز جمع کننده‌ها نباید از مقدار به دست آمده از ترکیبات بارگذاری متعارف کمتر در نظر گرفته شود.



صفحه ۴۷۹ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

یک دتایل مناسب برای سازه فولادی جهت اتصال دیافراگم و برای انتقال نیروها به صورت زیر است:



صفحه ۴۸۰ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مهاربندهای به شکل ۷ یا ۸

قاب‌های مهاربندی شدهٔ همگرای معمولی (OCBF):

قاب‌های مهاربندی شده همگرای معمولی با مهاربندهای از نوع ۷ یا ۸ باید دارای شرایط زیر باشند:

الف) تیرهای دهانه‌های مهاربندی شده باید در حد فاصل بین دو ستون پیوسته باشند.

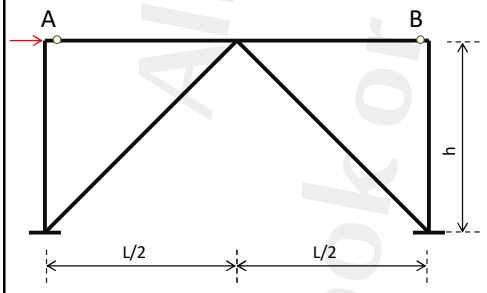
ب) تیرهای دهانه‌های مهاربندی شده و اتصالات آنها به ستون باید قادر به تحمل نیروهای قائم حاصل از ترکیبات بارگذاری ثقلی بدون حضور مهاربندها باشند.

پ) تیرهای دهانه‌های مهاربندی شده و اتصالات آنها به ستون باید قادر به تحمل نیروهای نامتعادل ناشی از زلزله در ترکیب با بارهای ثقلی باشند. برای منظور کردن اثر توزیع نامتعادل نیروهای مهاربندهای کششی و فشاری ناشی از زلزله، مقاومت‌های موردنیاز تیرهای دهانه‌های مهاربندی شده باید با در نظر گرفتن تعادل استاتیکی بارهای ثقلی (با ضرایب بار در حضور زلزله) که با آثار لرزه‌ای (با ضرایب بار مربوطه) ترکیب می‌شوند، تعیین شوند. آثار لرزه‌ای، در مهاربند کششی باید برابر کمترین دو مقدار $R_yF_yA_g/\alpha_s$ و نیروی کششی ناشی از ترکیبات بارگذاری شامل زلزلهٔ تشدیدیافته (Ω_0E) و در مهاربند فشاری برابر $0.3P_n/\alpha_s$ در نظر گرفته شود که در آن، P_n مقاومت فشاری اسمی مهاربند فشاری و مقدار α_s برابر ۱.۰ در LRFD و برابر ۱.۵ در ASD است.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مثال) در قاب مهاربندی شده همگرای معمولی شکل زیر فرض نمائید مقادیر بارهای ثقلی وارد بر تیر AB ناچیز بوده و در مهاربند کششی، مقدار نیروی کششی نهایی ناشی از ترکیبات بار زلزله تشدید یافته از حداکثر مقاومت کششی مورد نیاز مهاربندها ($R_yF_yA_g$) بیشتر است. اگر P_n مقاومت فشاری اسمی مهاربندها باشد، حداقل مقاومت خمشی مورد نیاز تیر AB به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر خواهد بود؟ (F_y=240 MPa و F_u=370 MPa) (مهر ۹۹)



الف) $(R_yF_yA_g - 0.3P_n)\frac{L^2}{\sqrt{L^2+4h^2}}$

ب) $(R_yF_yA_g - 0.3P_n)\frac{hL}{2\sqrt{L^2+4h^2}}$

ج) $(R_yF_yA_g - 0.3P_n)\frac{hL}{\sqrt{L^2+4h^2}}$

د) $(R_yF_yA_g - 0.3P_n)\frac{L^2}{2\sqrt{L^2+4h^2}}$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

پاسخ:

$$L_{br} = \sqrt{\left(\frac{L}{2}\right)^2 + h^2} = \frac{1}{2}\sqrt{L^2 + 4h^2}$$

$$\sin\theta = \frac{h}{\frac{1}{2}\sqrt{L^2 + 4h^2}} = \frac{2h}{\sqrt{L^2 + 4h^2}}$$

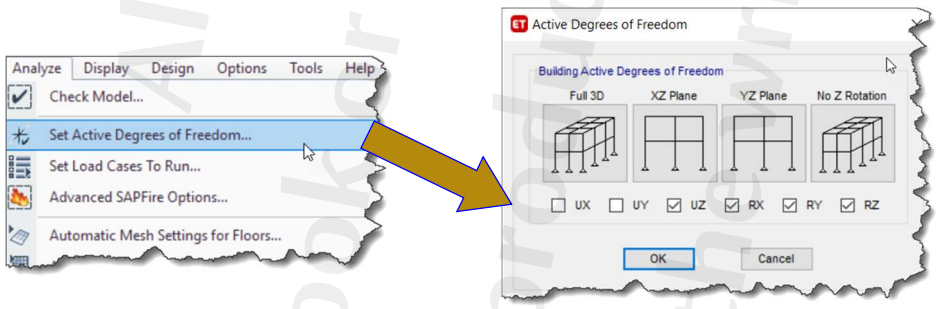
$$M_u = (R_y F_y A_g - 0.3P_n)\frac{2h}{\sqrt{L^2 + 4h^2}} \times \frac{L}{4} = (R_y F_y A_g - 0.3P_n)\frac{hL}{2\sqrt{L^2 + 4h^2}}$$

صفحه ۴۸۳ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

کنترل کفایت تیر در قاب OCBF و در پیکربندی ۷ و ۸ برای بارهای ثقلی بدون حضور مهاربندها در برنامه ETABS:

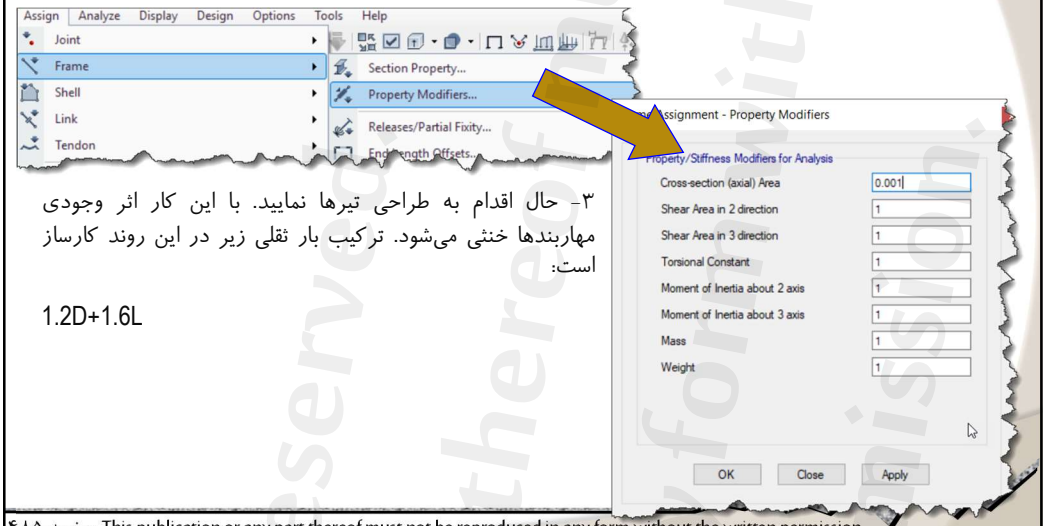
۱- ابتدا یک Save as از فایل اصلی بگیرید و مطابق شکل، درجات آزادی انتقالی سازه برداشته شود.



صفحه ۴۸۴ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

۲- سختی محوری مهاربندها را کاهش دهید. برای این منظور آنها انتخاب نموده و مطابق روند زیر اقدام نمایید. سختی محوری را 0.001 قرار دهید.



۳- حال اقدام به طراحی تیرها نمایید. با این کار اثر وجودی مهاربندها خنثی می‌شود. ترکیب بار ثقلی زیر در این روند کارساز است:

1.2D+1.6L

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

ت) تیرهای دهانه‌های مهاربندی شده باید دارای مهار جانبی کافی برای جلوگیری از کمانش جانبی- پیچشی باشند. برای این منظور در محل اتصال مهاربندها به تیر تعبیهٔ مهار جانبی الزامی است، مگر آنکه تیر دارای مقاومت خارج از صفحه و سختی کافی برای تأمین پایداری در بین دو انتهای مهارشده، باشد.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

قاب‌های مهاربندی شدهٔ همگرای ویژه (SCBF): قاب‌های مهاربندی شده همگرای ویژه با مهاربندهای از نوع ۷ یا ۸ باید دارای شرایط زیر باشند:

الف) تیرهای واقع در دهانه‌های مهاربندی شده باید در حد فاصل بین دو ستون پیوسته باشند.

ب) مقاطع تیرهای واقع در دهانه‌های مهاربندی شده باید از نوع فشردهٔ لرزه‌ای با محدودیت نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{md} مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۲-۴ باشند.

پ) تیرهای دهانه‌های مهاربندی شده باید دارای مهار جانبی کافی برای جلوگیری از کمانش جانبی-پیچشی باشند. برای این منظور در محل اتصال مهاربندها به تیر تعبیهٔ مهار جانبی الزامی است، مگر آنکه تیر دارای مقاومت خارج از صفحه و سختی کافی برای تأمین پایداری در بین دو انتهای مهارشده باشد.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

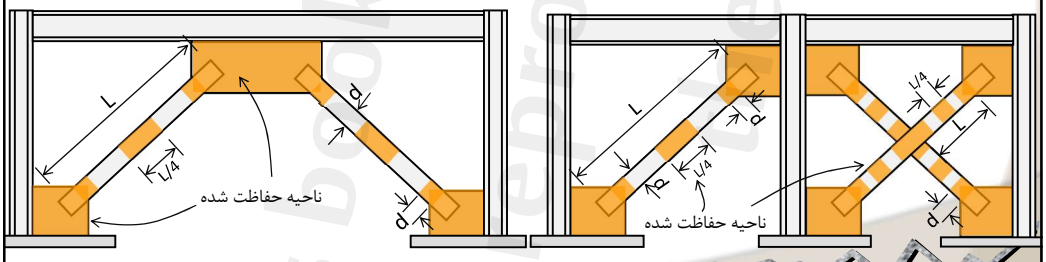
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

قاب‌های مهاربندی شدهٔ همگرای ویژه (SCBF): در قاب‌های مهاربندی شدهٔ همگرای ویژه، مطابق شکل، نواحی حفاظت شده که باید الزامات بخش ۱۰-۳-۲-۱۷ را تأمین نمایند، شامل موارد زیر است:

الف) برای مهاربندها یک چهارم طول در قسمت میانی عضو و در دو انتها فاصله‌ای به طول عمق مقطع عضو در صفحهٔ کمانش از بر اتصال عضو مهاربندی به سمت داخل عضو

ب) اجزای اتصال مهاربندها به تیرها و ستون‌ها

تبصره: به کارگیری اجزای موردنیاز طراحی (از قبیل بست‌ها، لقمه‌ها، ورق‌های تقویتی و وسایل اتصال آنها) در نواحی حفاظت شده با رعایت الزامات بخش ۱۰-۳-۲-۱۷ بلامانع است.



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

قاب‌های مهاربندی شدهٔ همگرای ویژه (SCBF):

جوش‌های بحرانی لرزه‌ای

در قاب‌های مهاربندی شدهٔ همگرای ویژه جوش‌های زیر به عنوان جوش بحرانی لرزه‌ای محسوب می‌شوند و باید الزامات بند ۱۰-۳-۲-۱-۶-ب را برآورده نمایند:

الف) جوش شیاری در وصله ستون‌ها

ب) جوش‌های اتصال ستون به کف ستون.

استثناء: درصورتیکه آزمایش‌ها یا تحلیل‌ها نشان دهند که امکان تشکیل مفاصل پلاستیک در پای ستون یا در نزدیکی آن وجود ندارد و ضمناً تحت اثر ترکیبات بارگذاری شامل زلزلهٔ تشدیدیافته در پای ستون برکنش محتمل نیست، جوش‌های این اتصال می‌توانند بحرانی لرزه‌ای محسوب نشوند.

پ) جوش‌های اتصال تیر به ستون مطابق با شرایط الزامات بند ۱۰-۳-۴-۲-۶-۲-پ

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

اتصال تیر به ستون

قاب‌های مهاربندی شدهٔ همگرای معمولی (OCFB):

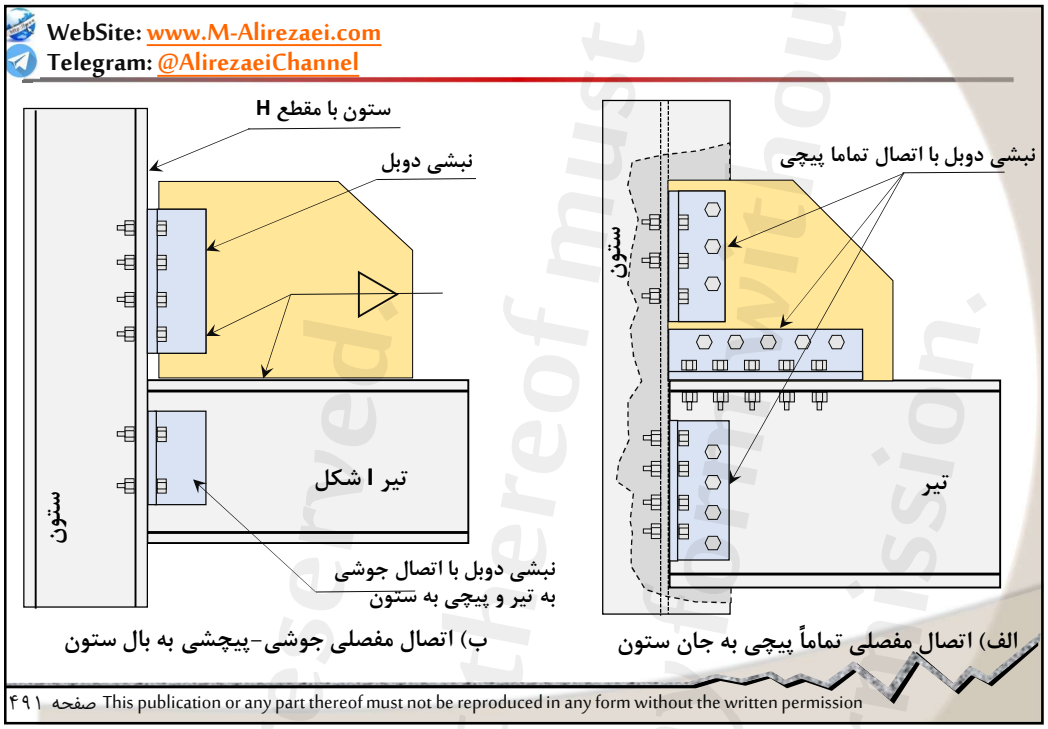
مقاومت‌های موردنیاز تیرهای واقع در دهانه‌های مهاربندی شده و اتصالات آنها به ستون باید براساس ترکیبات بارگذاری شامل زلزلهٔ تشدیدیافته ($\Omega_0 E$) تعیین شوند.

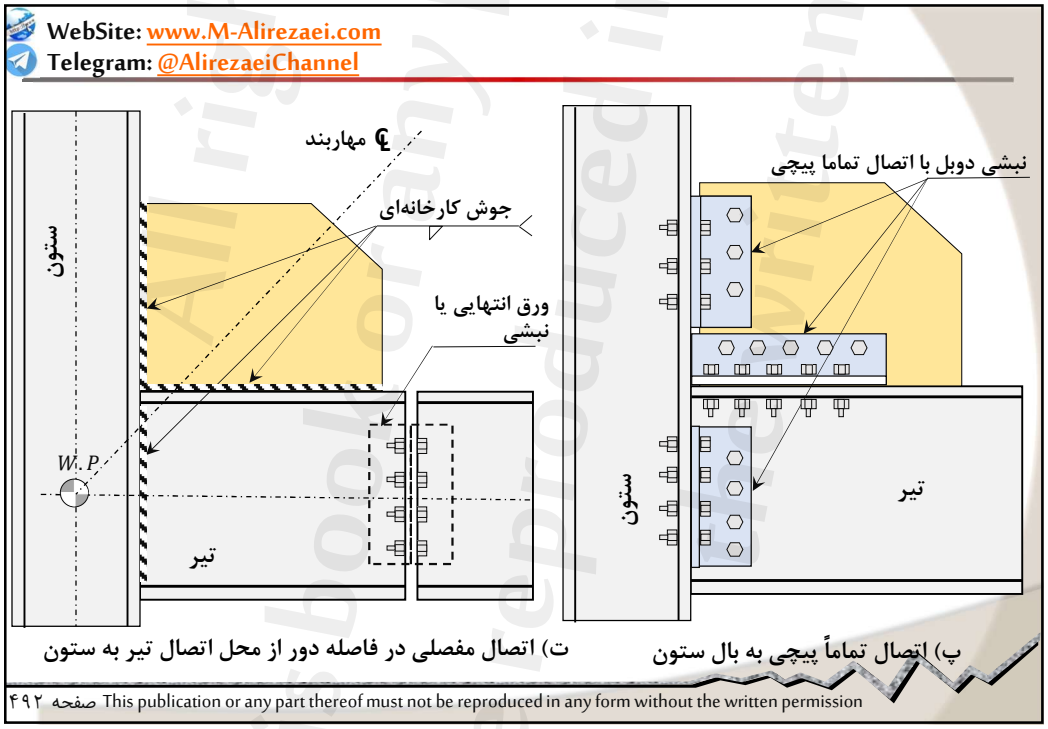
قاب‌های مهاربندی شدهٔ همگرای ویژه (SCBF):

در قاب‌های مهاربندی شدهٔ همگرای ویژه اگر اتصال ورق گاست (ورق اتصال) هم به تیر و هم به ستون صورت گیرد، در این صورت اتصال تیر به ستون باید مطابق یکی از حالت‌های زیر باشد:

الف) پیکربندی اتصال مطابق ضوابط بند ۱۰-۲-۹-۱-۲-الف به صورت یک اتصال ساده (مفصلی) باشد به نحوی‌که حداقل 0.025 رادیان قابلیت دوران داشته باشد. در شکل‌های بعدی چند نمونه از پیکربندی‌های متداول اتصال مفصلی تیر به ستون که این الزام قابلیت دوران را تأمین می‌نمایند، نشان داده شده است.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission





All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

ب) پیکربندی اتصال به صورت یک اتصال گیردار باشد و مقاومت خمشی موردنیاز اتصال که باید همراه با مقاومت‌های موردنیاز اتصال مهاربندها در نظر گرفته شود، حداقل برابر کوچکترین دو مقدار زیر باشد:

۱- حداکثر مقاومت خمشی مورد انتظار تیر برابر $1.1R_yM_p/\alpha_s$ که در آن M_p لنگر پلاستیک مقطع تیر، R_y برابر نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد تیر و مقدار α_s برابر 1.0 در LRFD و برابر 1.5 در ASD است.

۲- مجموع حداکثر مقاومت خمشی مورد انتظار ستون‌های بالا و پایین اتصال برابر $1.1(\Sigma R_yF_yZ)/\alpha_s$ که در آن Z برابر اساس مقطع پلاستیک مقطع ستون، R_y برابر نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد ستون و F_y برابر تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد ستون است.

پ) اتصال تیر به ستون به صورت یک اتصال صلب خمشی مطابق الزامات اتصالات گیردار در قاب‌های خمشی معمولی طراحی شود

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

اتصالات اعضای مهاربندی

قاب‌های مهاربندی شدهٔ همگرای معمولی (OCBF):

اتصالات اعضا در قاب‌های مهاربندی شدهٔ همگرای معمولی باید دارای شرایط زیر باشند:

الف) در مهاربندهای چند ردیفی مقاومت مورد نیاز اتصال اعضای مهاربندی باید براساس ترکیبات بارگذاری شامل 1.5 برابر زلزلهٔ تشدیدیافته (Ω_0E) تعیین شود.

ب) در سایر مهاربندها، مقاومت موردنیاز اتصال اعضای مهاربندی باید براساس ترکیبات بارگذاری شامل زلزلهٔ تشدیدیافته (Ω_0E) تعیین شود. در اینگونه مهاربندها مقاومت موردنیاز اتصال اعضای مهاربندی لازم نیست از مقادیر زیر بزرگتر در نظر گرفته شود:

۱- $R_yF_yA_g/\alpha_s$ در مهاربندهای کششی، که در آن مقدار α_s برابر 1.0 در LRFD و برابر 1.5 در ASD است.

۲- کمترین مقدار از بین $R_yF_yA_g/\alpha_s$ و $1.1F_{cre}A_g/\alpha_s$ در مهاربندهای فشاری، که در آن مقدار α_s برابر 1.0 در LRFD و برابر 1.5 در ASD بوده و F_{cre} تنش فشاری مورد انتظار ناشی از کمانش، مطابق ضوابط بخش ۱۰-۲-۴ است با این شرط که در آن به جای F_y از R_yF_y استفاده می‌شود.

۳- در صورت استفاده از سوراخ‌های بزرگ شده، برابر با نیروی محوری حاصل از ترکیبات بارگذاری متعارف

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

قاب‌های مهاربندی شدهٔ همگرای ویژه (SCBF):

مقاومت‌های موردنیاز کششی، فشاری و خمشی اتصال اعضای مهاربندی که باید به طور مجزا در نظر گرفته شوند، به شرح زیر هستند:

الف) مقاومت کششی مورد نیاز

مقاومت کششی مورد نیاز اتصالات اعضای مهاربندی باید حداقل برابر $R_yF_yA_g/\alpha_s$ در نظر گرفته شود، که در آن R_y نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد اعضای مهاربندی، F_y تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد اعضای مهاربندی، A_g سطح مقطع کلی عضو مهاربندی، α_s برابر ۱.۰ در روش LRFD و برابر ۱.۵ در روش ASD

تبصره: در اتصالات پیچی مطابق الزامات عمومی در صورت استفاده از سوراخ‌های بزرگ شده در یک لایه از اجزا، اتصال باید از نوع لغزش بحرانی باشد و مقاومت موردنیاز نظیر حالت حدی لغزش بحرانی لازم نیست از مقاومت مورد نیاز به دست آمده از ترکیبات مختلف بارگذاری شامل نیروی زلزلهٔ تشدیدیافته (Ω_0E) بزرگتر در نظر گرفته شود.

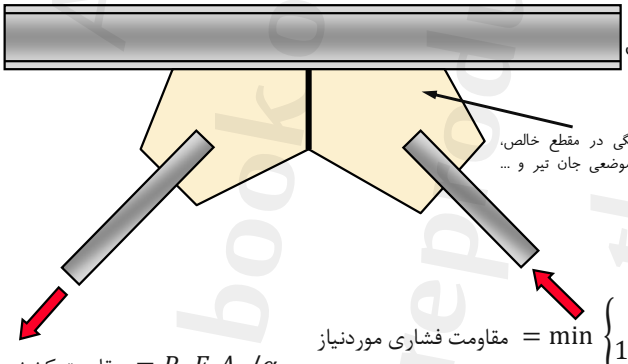
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

ب) مقاومت فشاری موردنیاز

مقاومت فشاری موردنیاز اتصالات اعضای مهاربندی باید حداقل برابر کوچکترین مقدار از بین $R_yF_yA_g/\alpha_s$ و $1.14F_{cre}A_g/\alpha_s$ در نظر گرفته شود که در آن R_y نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد اعضای مهاربندی، F_y تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد اعضای مهاربندی، A_g سطح مقطع کلی عضو مهاربندی، α_s برابر ۱.۰ در روش LRFD و برابر ۱.۵ در روش ASD و F_{cre} تنش فشاری مورد انتظار ناشی از کمانش مطابق ضوابط بخش ۱۰-۲-۴ با این شرط که در آن به جای F_y از R_yF_y استفاده شده باشد.

بطور خلاصه برای مقاصد طراحی می‌توان این نیروها را با شکل زیر بیان نمود.



مقاومت کششی موردنیاز $= R_yF_yA_g/\alpha_s$

مقاومت فشاری موردنیاز $= \min \begin{cases} R_yF_yA_g/\alpha_s \\ 1.14F_{cre}A_g/\alpha_s \end{cases}$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مثال) برای طراحی اتصال مهاربند همگرای ویژه در یک ساختمان، مقاومت کششی مورد نیاز 900 kN و تنش فشاری مورد انتظار ناشی از کمانش 90 MPa محاسبه شده است. حداقل مقاومت فشاری مورد نیاز در این اتصال به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ (مهاربند از فولاد ST37 با F_y=240 MPa و F_u=370 Mpa) و مقاطع از پروفیل ناودانی ساخته شده‌اند. (خرداد ۹۳)

الف) 420 kN

ب) 320 kN

ج) 280kN

د) 350 kN

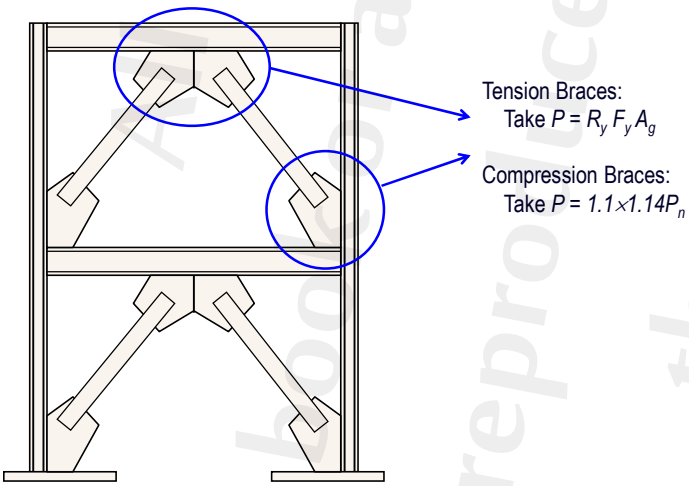
مقاومت کششی موردنیاز $= 900 \times 10^3 = \dfrac{R_y F_y A_g}{\alpha_s} = \dfrac{1.2 \times 240 \times A_g}{1} \Rightarrow A = 3125\ mm^2$

مقاومت فشاری موردنیاز $= \min \begin{cases} R_y F_y A_g/\alpha_s \\ 1.14 F_{cre} A_g/\alpha_s \end{cases} = \min \begin{cases} 1.2 \times 240 \times 3125/1 \\ 1.14 \times 90 \times 3125/1 \end{cases} = 320\ kN$

صفحه ۴۹۷ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مثال) حداکثر فشار و کشش ایجاد شده در ورق اتصال را تعیین نمایید:

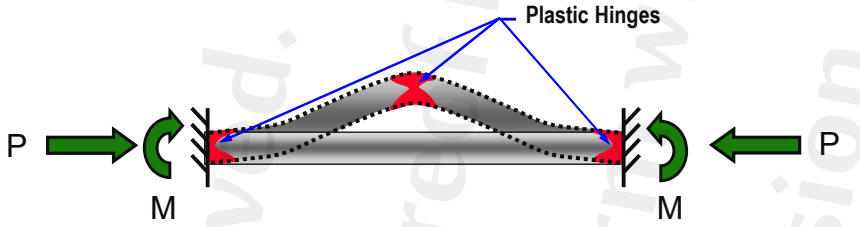


صفحه ۴۹۸ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

پ) مقاومت خمشی مورد نیاز

اتصال اعضای مهاربندی باید دارای مقاومت خمشی موردنیاز حداقل برابر $1.1R_yM_p/\alpha_s$ باشد که در آن، M_p لنگر خمشی پلاستیک مقطع عضو مهاربندی حول محور کمانش بحرانی مقطع است. در صورت حاکم بودن کمانش خارج از صفحه مهاربندی و تأمین شرایط مناسب سازگاری ورق اتصال با کمانش خارج از صفحه، نظیر تأمین فاصله حداقل $2t$ مطابق شکل زیر بین انتهای مهاربند تا خط آزاد خمش، لزومی به در نظر گرفتن مقاومت خمشی موردنیاز نیست.

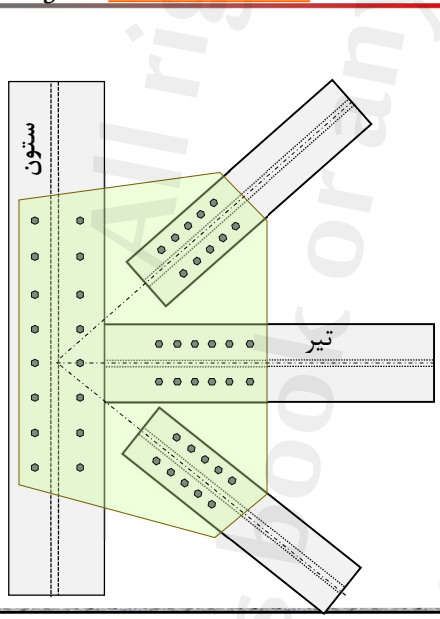


$$LRFD: \rightarrow 1.1 \times R_y \times F_y \times Z_{brace}$$
$$ASD: \rightarrow 0.6 \times 1.1 \times R_y \times F_y \times Z_{brace}$$

در نظر گرفتن این ضابطه برای حالت ورق اتصال دوبل امکان پذیر است. ولی برای حالت ورق تک نه

صفحه ۴۹۹ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



صفحه ۵۰۰ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

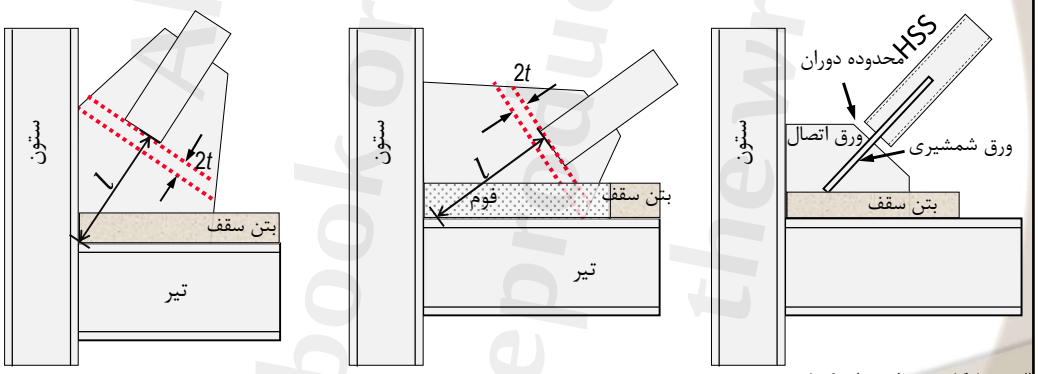
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

برای تامین دوران انتهای ورق بایستی به میزان حداقل ۲ و حداکثر ۴ برابر ضخامت ورق با انتهای مهاربند فاصله داشته باشد. (Astaneh-Asl et al., 1986)

$$\frac{l}{r} \leq \frac{3}{4}\sqrt{\frac{E}{F_y}} \approx 22 \quad for \ S235JR$$



پ) سازگاری دورانی برای کمانش خارج صفحه

ب) سازگاری دورانی برای کمانش خارج صفحه

الف) سازگاری دورانی برای کمانش درون صفحه

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

صفحه ۵۰۳ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

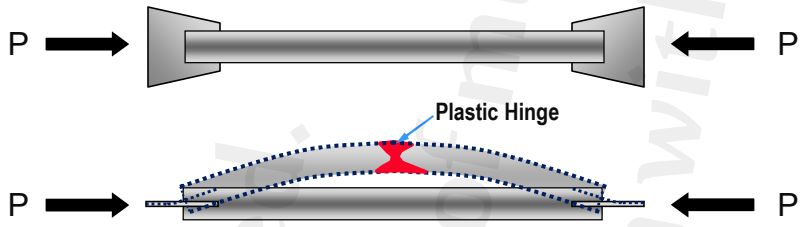
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

صفحه ۵۰۴ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission. All rights reserved

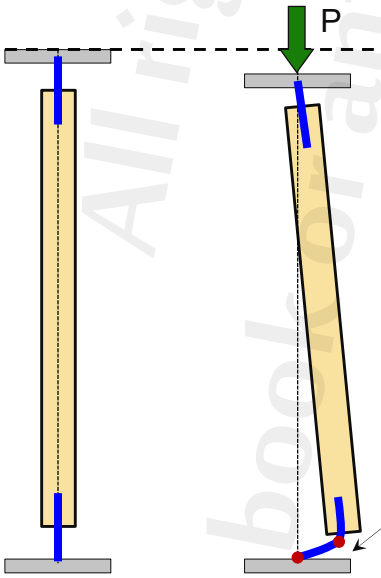
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

در صورتی که شرایط مفصلی گونه در دو انتهای مهاربند تامین شود، محل مفصل خمیری در میانه مهاربند در اثر کمانش آن، ایجاد خواهد شد.



صفحه ۵۰۵ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



در صورتی که میزان فاصله انتهای مهاربند و خط فرض خمش زیاد باشد عضو مهاربندی بصورت صلب تغییرشکل داده و دو مفصل خمیری در ورق ایجاد می‌شود.

صفحه ۵۰۶ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

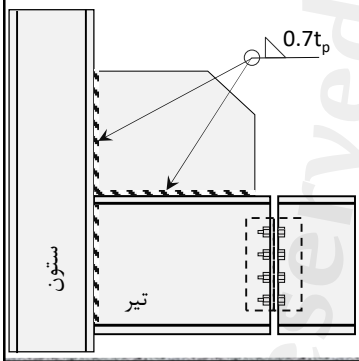
ت) ورق اتصال مهاربندی

برای کمانش خارج از صفحهٔ اعضای مهاربندی، جوش‌های متصل به تیر و ستون ورق اتصال باید دارای مقاومت برشی موجود حداقل برابر $0.6R_yF_yt_pL/\alpha_s$ باشند که در آن R_y نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد ورق اتصال، F_y تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد، ورق اتصال t_p ضخامت ورق اتصال، L طول متصل به تیر ورق اتصال برای جوش متصل به تیر و طول متصل به ستون برای جوش متصل به ستون ورق اتصال و α_s برابر 1.0 در روش LRFD و برابر 1.5 در روش ASD است.

تبصره: در صورت تأمین فاصله 2t مطابق شکل‌های قبل، به جای استفاده از الزام فوق این جوش‌ها می‌توانند براساس بزرگترین مقدار به دست آمده از حالت‌های زیر طراحی شوند:

۱- نیروهای ایجادشده در لبه‌های ورق اتصال ناشی از مقاومت فشاری موردنیاز اتصال عضو مهاربندی (مطابق بند ب)

۲- نیروهای ایجادشده در لبه‌های ورق اتصال ناشی از 0.3 مقاومت فشاری مورد نیاز اتصال عضو مهاربندی در ترکیب با اثر مقاومت خمشی مورد انتظار ورق اتصال نسبت به محور ضعیف آن در محل خط آزاد خمش



توصیه: معمولاً اگر دو سمت ورق با بعد جوشی برابر $0.7t_p$ جوش گوشه شود (با الکترود E70) این ضابطه اقناع می‌شود.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

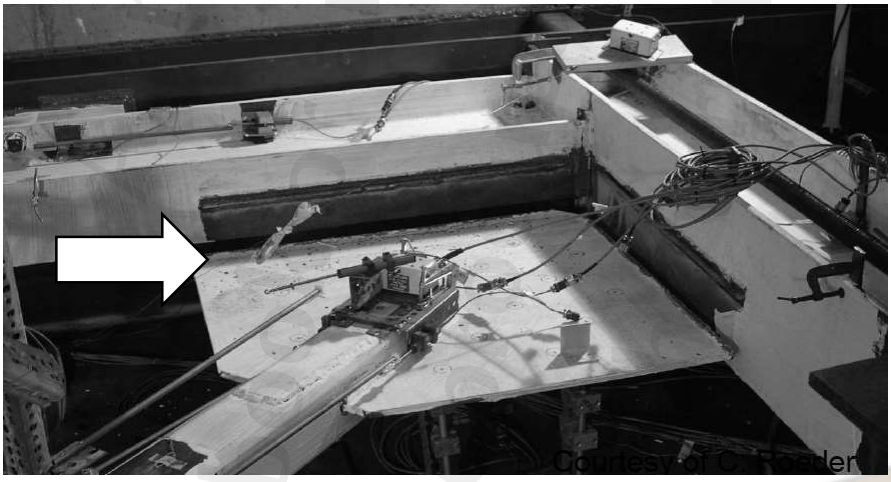
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

Ductile Behavior of Properly Designed Gusset Plate

صفحه ۵۰۹ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

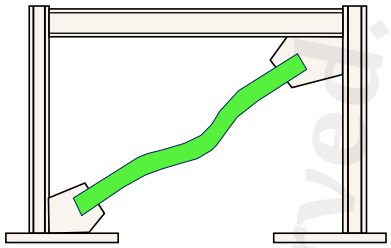
مد شکست نامطلوب (خرابی در اتصال)



صفحه ۵۱۰ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

کمانش ممکن است به صورت داخل صفحه و یا خارج از صفحه صورت گیرد.



معمولاً وقتی محور ضعیف داخل صفحه باشد و یا اتصال آن خارج از صفحه گیردار باشد رخ می‌دهد

معمولاً وقتی مقطع مهاربند قوطی یا دایره باشد رخ می‌دهد

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

*در صورتی که کمانش مهاربند در داخل صفحه رخ دهد، مفصل خمیری در داخل مهاربند و در در صورتی که خارج صفحه رخ دهد، مفصل خمیری در ورق اتصال ایجاد می‌شود.

In-Plane Buckling of Bracing Members

Out-of-Plane Buckling of Bracing Members

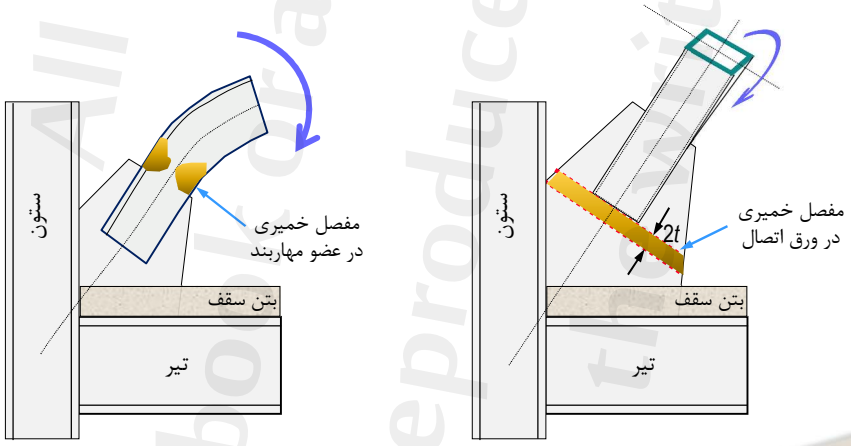
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

در حالتی که مفصل خمیری در ورق ایجاد می‌شود، ورق اتصال بایستی قادر به تامین این دوران و ظرفیت کافی باشد.
در غیر اینصورت ورق اتصال در سیکل‌های پایین بارگذاری گسیخته می‌شود.



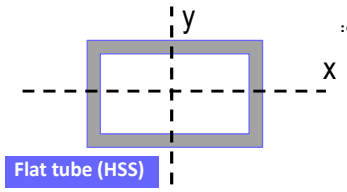
In-Plane Buckling of Member **Out-of-Plane Buckling of Member**

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

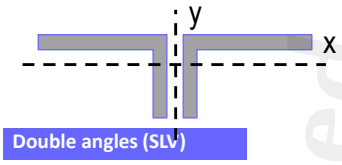
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

تعداد مقاطعی بادبند که امکان کمانش آنها در داخل صفحه باشد کم است:

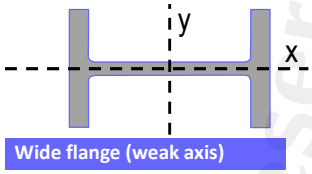
۱-مقطع قوطی به مانند شکل روبرو:

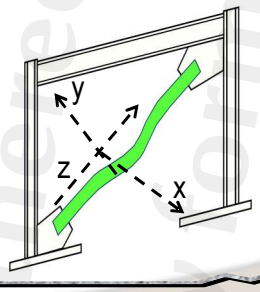


۲-دوبل نبشی که از بال کوتاه کنار هم باشند:



۳-مقطع I شکل و خمش حول محور ضعیف آن باشد:





Various brace shapes oriented for in-plane buckling

صفحه ۵۱۵ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

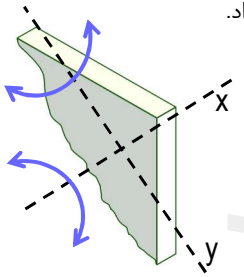
* درصورتی که مهاربندی برای کمانش داخل صفحه طراحی می‌شود، برای اطمینان از وقوع این کمانش بایستی نسبت شعاع ژیراسیون حول محور **x** به شعاع ژیراسیون حول محور **y** کمتر از **0.65** باشد.

$$\frac{r_x}{r_y} \leq 0.65$$

* در صورتی که مهاربند در داخل دیوار باشد، به سبب سختی درون صفحه دیوار امکان وقوع کمانش داخل صفحه کاهش می‌یابد.

* در صورتی که مهاربند متقارن باشد، امکان وقوع کمانش داخل و خارج از صفحه ۵۰٪-۵۰٪ خواهد بود ولیکن در اغلب اوقات به سبب سختی پایین‌تر خارج از صفحه، کمانش خارج از صفحه رخ خواهد داد.

* در بیشتر مواقع (بالای ۹۵٪) کمانش مهاربند خارج صفحه رخ میدهد و سختی ورق نیز خارج صفحه بسیار ناچیز است.



صفحه ۵۱۶ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

قاب‌های مهاربندی شدهٔ همگرای معمولی (OCBF):

وصلهٔ ستون‌ها باید الزامات بند ۱۰-۳-۲-۱۲ (ضوابط عمومی وصله ستون‌ها) را تأمین نمایند. درصورتیکه وصله ستون‌ها از نوع مستقیم باشند، در این صورت جوش وصله‌ها باید از نوع شیاری با نفوذ کامل باشد. مقاومت خمشی موردنیاز وصله‌های غیرمستقیم باید حداقل برابر $M_{p\,min}/\alpha_s$ و مقاومت برشی مورد نیاز آنها باید حداقل برابر $(\Sigma M_p/\alpha_s)/H_c$ باشد، که در آن، $M_{p\,min}$ لنگر پلاستیک کوچکترین مقطع وصله شوندهٔ ستون، ΣM_p مجموع لنگرهای پلاستیک دو انتهای ستون در طبقهٔ مورد نظر، H_c، ارتفاع خالص ستون (فاصلهٔ خالص بین بال تحتانی تیر فوقانی و روی دال بتنی تیر تحتانی در طبقهٔ موردنظر و در صورت عدم وجود دال بتنی سازه‌ای، فاصلهٔ خالص بین بال تحتانی تیر فوقانی و بال فوقانی تیر تحتانی در طبقهٔ موردنظر) و α_s برابر ۱.0 در LRFD و برابر ۱.5 در ASD

تبصره: در هرحال مقاومت محوری موجود وصلهٔ هر جزء مقطع ستون (بدون در نظر گرفتن آثار لنگر خمشی)، نباید از $F_y b_i t_i/\alpha_s$ کمتر در نظر گرفته شود که در آن F_y تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد ستون، b_i پهنای جزء ستون کوچکتر وصله شونده و t_i ضخامت جزء ستون کوچکتر وصله شونده است.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

قاب‌های مهاربندی شدهٔ همگرای ویژه (SCBF):

وصلهٔ ستون‌ها باید الزامات بند ۱۰-۳-۲-۱۲ (ضوابط عمومی وصله ستون‌ها) را تأمین نمایند. درصورتیکه وصله ستون‌ها از نوع مستقیم باشند، وصلهٔ غیرمستقیم ستونها می‌تواند از نوع جوشی یا پیچی باشد. در هرحال مقاومت خمشی مورد نیاز وصله‌های غیرمستقیم نباید از $M_{p\,min}/\alpha_s$ و مقاومت برشی مورد نیاز آنها نباید از $(\Sigma M_p/\alpha_s)/H_c$ کمتر در نظر گرفته شود، که در آن، $M_{p\,min}$ لنگر پلاستیک کوچکترین مقطع وصله شوندهٔ ستون، ΣM_p مجموع لنگرهای پلاستیک دو انتهای ستون در طبقهٔ مورد نظر، H_c، ارتفاع خالص ستون (فاصلهٔ خالص بین بال تحتانی تیر فوقانی و روی دال بتنی تیر تحتانی در طبقهٔ موردنظر و در صورت عدم وجود دال بتنی سازه‌ای، فاصلهٔ خالص بین بال تحتانی تیر فوقانی و بال فوقانی تیر تحتانی در طبقهٔ موردنظر) و α_s برابر ۱.0 در LRFD و برابر ۱.5 در ASD

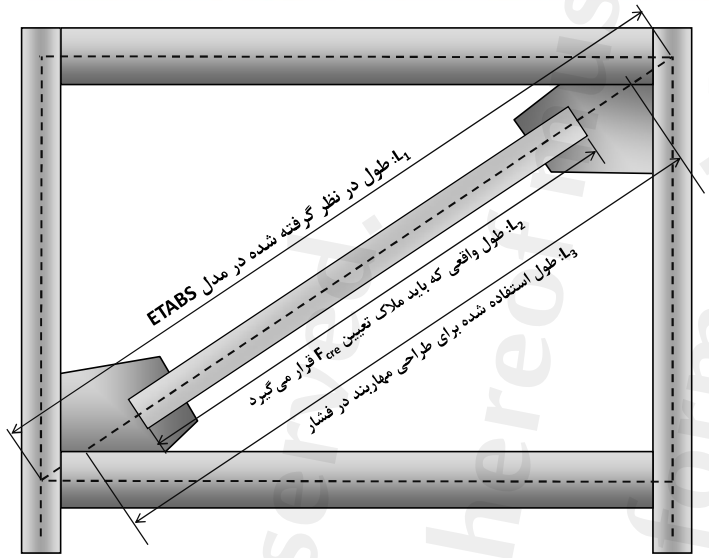
تبصره: در هرحال مقاومت محوری موجود وصلهٔ هر جزء مقطع ستون (بدون در نظر گرفتن آثار لنگر خمشی)، نباید از $R_y F_y b_i t_i/\alpha_s$ کمتر در نظر گرفته شود که در آن، R_y، نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد ستون، F_y تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد ستون، b_i پهنای جزء ستون کوچکتر وصله شونده و t_i ضخامت جزء ستون کوچکتر وصله شونده است.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

طول مهاربند جهت طراحی

طول L_1 در مدلسازی معمولا استفاده می‌شود ولی طول واقعی مهاربند از آن کمتر است.

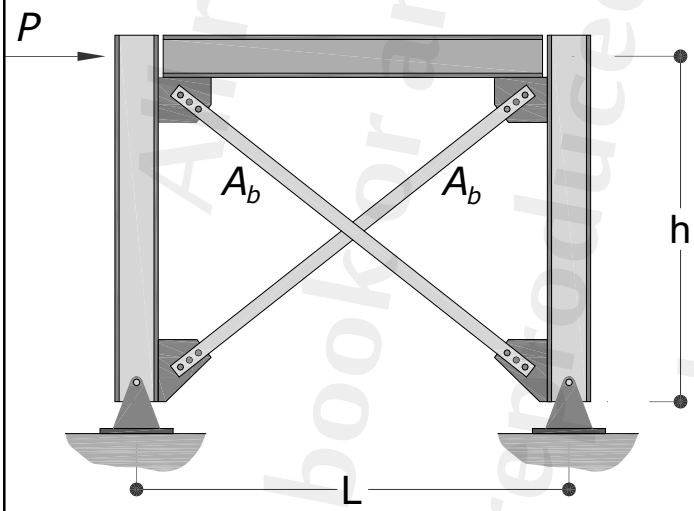


 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

سختی جانبی قاب مهاربندی شده همگرا

تخمین سختی در قابهای مهاربندی شده همگرا:



مهاربند ضربدری:

اگر عضو فشاری کمانش کند:

$$k = \frac{EL^2A_b}{(L^2+h^2)^{\frac{3}{2}}}$$

اگر عضو فشاری کمانش نکند:

$$k = 2\frac{EL^2A_b}{(L^2+h^2)^{\frac{3}{2}}}$$

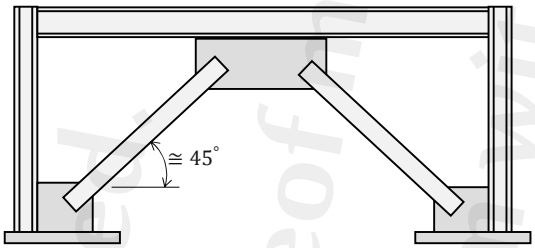
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

توصیه‌های تکمیلی

۱- تنش تسلیم ورق اتصال در حد تنش تسلیم مهاربند باشد.

۲- حداقل دهانه برای مهاربندی ۷ و ۸، بایستی ۶ متر باشد. (برای ارتفاع ۳/۳ تا ۴ متر) به عبارتی شیب مهاربند بین ۴۰ تا ۵۰ درجه باشد.

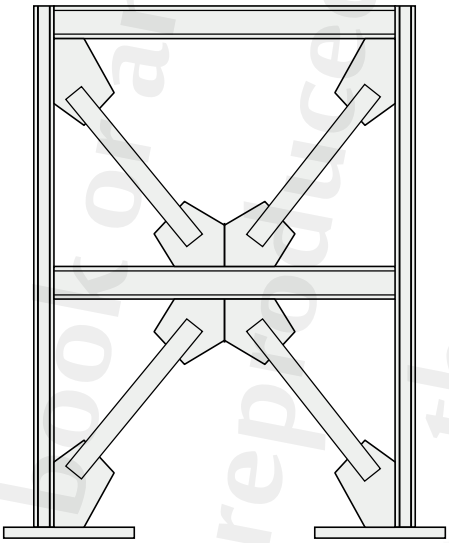


۳- مقطع مهاربند به صورت متقارن نسبت به صفحه‌ای که در آن قطری قرار داده می‌شود، باشد.

صفحه ۵۲۱ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

۴- رفتار مهاربند دو طبقه X شکل نسبت به مهاربند های ۷ و ۸ بهتر بوده و باعث اقتصادی شده طرح می‌شود.



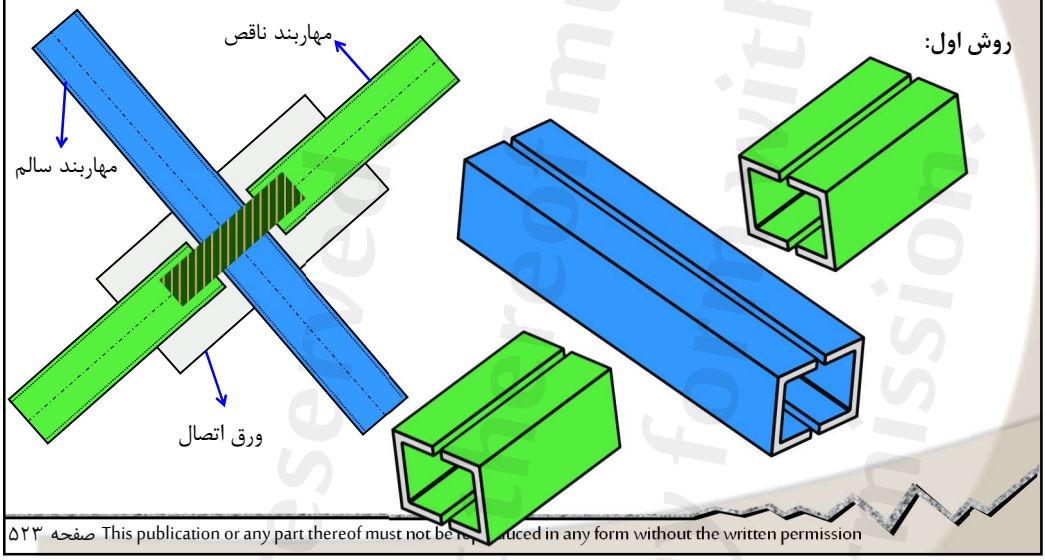
صفحه ۵۲۲ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

۴- در مهاربندهای ۷ و ۸، ضخامت جان تیر حداقل ۷۵٪ ضخامت ورق اتصال مهاربند باشد.

۵- دو حالت کلی برای اجرای مهاربند ضربدری در محل تقاطع دو مهاربند وجود دارد.

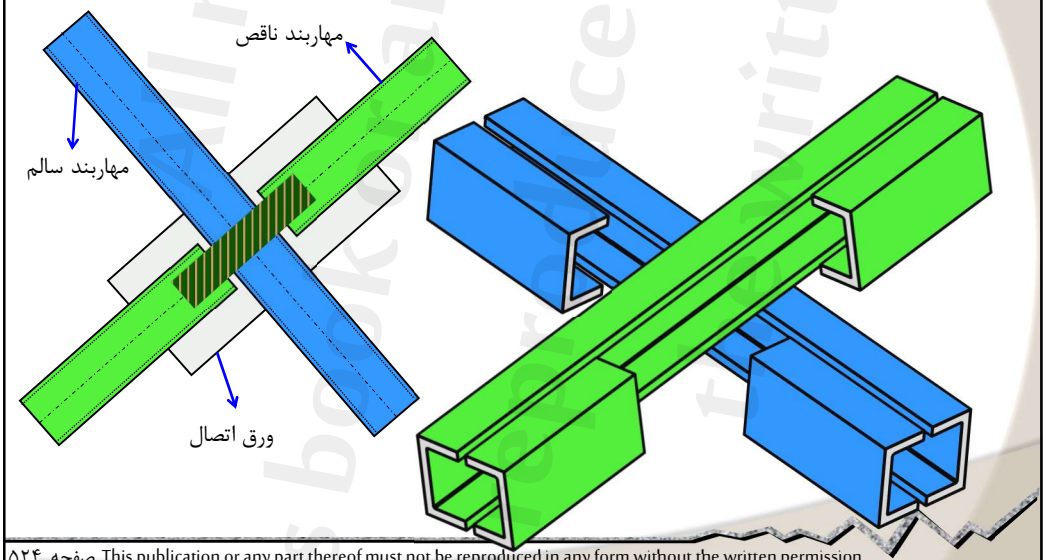
روش اول:



صفحه ۵۲۳ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

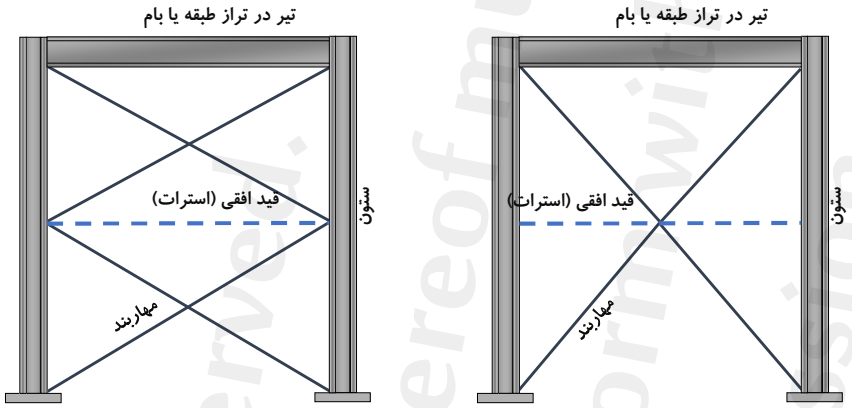
روش دوم:



صفحه ۵۲۴ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

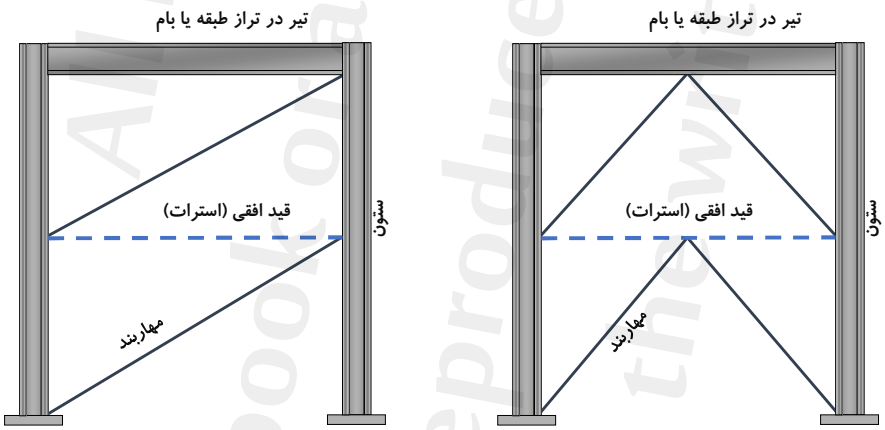
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مهاربندهای چند ردیفی در یک طبقه (Multi-Tiered Braced Frames)



صفحه ۵۲۵ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



صفحه ۵۲۶ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

قاب‌های مهاربندی شدهٔ همگرای معمولی (OCFB):

شرایط استفاده:

الف) در هر یک از ردیف‌های مهاربندی، مهاربندها باید به صورت یک جفت کششی- فشاری (قرینه نسبت به محور مرکزی مجموعهٔ مهاربندها) مورد استفاده قرار گیرند.

ب) در تراز هر یک از ردیف‌های مهاربندی باید عضو افقی (مهار افقی) وجود داشته باشد.

پ) در تراز هر یک از ردیف‌های مهاربندی، ستون‌ها باید در برابر پیچش مهار شوند.

ت) مقاومت موردنیاز اتصال اعضای مهاربندی باید براساس کوچکترین مقدار از بین ترکیبات بارگذاری شامل 1.5 برابر زلزلهٔ تشدید یافته ($1.5\Omega_0 E$) و $R_y F_y A_g/\alpha_s$ تعیین شود. مقدار α_s برابر 1.0 در LRFD و برابر 1.5 در ASD است.

ث) مقاومت محوری مورد نیاز اعضای افقی در تراز ردیف‌ها باید براساس ترکیبات بارگذاری شامل 1.5 برابر زلزلهٔ تشدید یافته ($1.5\Omega_0 E$) تعیین شود. در مهاربندهای ضربدری و با رفتار کششی-فشاری این نیروها باید در غیاب مهاربندهای فشاری در نظر گرفته شوند.

ج) مقاومت محوری مورد نیاز ستون‌های نظیر دهانه‌های مهاربندی باید براساس ترکیبات بارگذاری شامل 1.5 برابر زلزلهٔ تشدید یافته ($1.5\Omega_0 E$) تعیین شود

صفحه ۵۲۷ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

ج) در کلیهٔ ترکیبات بارگذاری در طراحی ستون‌هایی که تحت اثر بار محوری فشاری قرار دارند، باید آثار مرتبه دوم و نیز آثار ناشی از نواقص هندسی اولیه لحاظ شود. برای این منظور به عنوان یک حداقل باید در تراز هر یک از ردیف‌های مهاربندی در امتداد عمود بر صفحهٔ مهاربندی یک بار جانبی فرضی به میزان 0.006 برابر مؤلفهٔ قائم نیروی فشاری مهاربند در گره مورد نظر اعمال شود.

ح) درصورتیکه مهاربندها به صورت ۷ یا ۸ نباشند و به صورت کششی تنها طراحی شده باشند، آنگاه در صورت تأمین شرایط زیر، رعایت الزامات بندهای (ت)، (ث) و (ج) در فوق الزامی نخواهد بود:

۱- نسبت لاغری اعضای مهاربندی بزرگتر یا مساوی ۲۰۰ باشد.

۲- ستون‌های دهانه‌های مهاربندی شده براساس ترکیبات بارگذاری ثقلی و اثر نیروی زلزله برابر $R_y F_y A_g/\alpha_s$ در مهاربندهای کششی طراحی شده باشند.که در آن، R_y نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد مهاربند F_y تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد مهاربند، A_g سطح مقطع کلی عضو مهاربند و α_s برابر 1.0 در LRFD و برابر 1.5 در ASD است.

تبصره: در تراز هر یک از ردیف‌های مهاربندی، نیروی جانبی نامتعادل نباید کمتر از ۵٪ بزرگترین مؤلفهٔ افقی مهاربندهای بالا و پایین این ترازها در نظر گرفته شود.

صفحه ۵۲۸ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

قاب‌های مهاربندی شدهٔ همگرای ویژه (SCBF):

شرایط استفاده:

الف) در هر یک از ردیف‌های مهاربندی، مهاربندها باید به صورت یک جفت کششی- فشاری (قرینه نسبت به محور مرکزی مجموعهٔ مهاربندها) مورد استفاده قرار گیرند.

ب) اعضای افقی واقع در تراز هر یک از ردیف‌های مهاربندی باید الزامات زیر را تأمین نمایند:

۱- در تراز هر یک از ردیف‌های مهاربندی باید عضو افقی وجود داشته باشد.

۲- اعضای افقی که توسط مهاربندهای به شکل ۷ یا ۸ قطع می‌شوند، باید الزامات بخش ۱۰-۳-۴-۲-۴-۲ (ضوابط مهاربندهای ۷ و ۸ در قابل مهاربندی ویژه) را تأمین نمایند. درصورتیکه کمانش مهاربندها در خارج از صفحه قاب باشد، در بررسی لزوم یا عدم لزوم به تأمین مهارهای جانبی در طول عضو افقی، لنگرهای پیچشی ناشی از کمانش مهاربند باید در نظر گرفته شود. مقدار لنگر پیچشی ناشی از کمانش مهاربند از طریق رابطهٔ $1.1R_yM_p/\alpha_s$ تعیین می‌شود که در آن M_p برابر لنگر پلاستیک مقطع عضو مهاربندی و مقدار α_s برابر 1.0 درLRFD و برابر 1.5 در ASD است، ولی لازم نیست از مقاومت خمشی موجود اتصال عضو مهاربندی بزرگتر در نظر گرفته شود.

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

پ) ستون‌های واقع در دهانه‌های مهاربندی باید الزامات زیر را تأمین نمایند:

۱- در تراز هر یک از ردیف‌های مهاربندی، ستون‌ها باید در برابر پیچش مهار شوند.

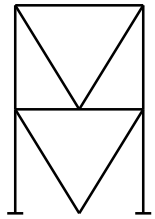
۲- ستون‌ها باید دارای مقاومت موجود کافی در برابر نیروهای ناشی از کمانش مهاربندها باشند. برای تعیین این نیروها، لنگر خمشی عضو مهاربندی باید برابر $1.1R_yM_p/\alpha_s$ که در آن M_p لنگر پلاستیک مقطع عضو مهاربندی نسبت به محور کمانش و مقدار α_s برابر 1.0 در LRFD و برابر 1.5 در ASD است، در نظر گرفته شود؛ ولی لازم نیست از مقاومت خمشی موجود اتصال عضو مهاربندی نسبت به محور کمانش عضو مهاربندی بزرگتر در نظر گرفته شود.

۳- در کلیهٔ ترکیبات بارگذاری در طراحی ستون‌هایی که تحت اثر بار محوری فشاری قرار دارند، باید آثار مرتبه دوم و نیز آثار ناشی از نواقص هندسی اولیه لحاظ شود. برای این منظور به عنوان یک حداقل باید در تراز هریک از ردیف‌های مهاربندی و در خارج از صفحهٔ مهاربندی یک بارجانبی فرضی به میزان 0.006 برابر مؤلفهٔ قائم نیروی فشاری مهاربند در گره موردنظر اعمال شود. در کلیهٔ حالت‌ها مقدار ضریب B_1 (ضریب تشدید برای در نظر گرفتن اثر P-δ) لازم نیست از ۲ بزرگتر در نظر گرفته شود.

ت) در تراز هر یک از ردیف‌های مهاربندی مقدار تغییرمکان جانبی نسبی ضمن رعایت الزامات مبحث ششم مقررات ملی ساختمان، نباید از ۲٪ ارتفاع ردیف مهاربندی بیشتر باشد.

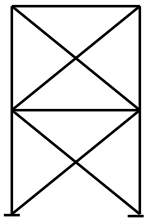
This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

بهبود رفتار لرزه‌ای مهاربندهای همگرا



V- Bracing

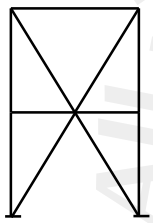
مهاربند ۷، مهاربندهای تحت بار ثقلی (نسبتاً ناچیز است) پیش تنیده بوده ولی ستون‌های آن چون از بالاترین تراز نیرو دریافت می‌کنند، کمی سنگین‌تر خواهند شد. همچنین به سبب آنکه مهاربند پایین به زمین سخت متصل شده، تمرکز خرابی به طبقات بالا منتقل میشود. ضریب طول موثر برابر یک است



X- Bracing

مهاربند ضربدری: نیروی نامتعادل روی تیر نداریم ولی در رفتار غیرخطی، منحنی هیسترزیس دوکی شکل می‌شود و اتلاف انرژی مناسبی بدست نمی‌آید. نیروی محوری بزرگی در تیر ایجاد می‌شود. ضریب طول موثر خارج از صفحه برابر ۰/۷ و داخل صفحه برابر ۰/۵ است.

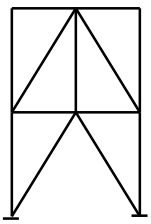
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission



Two Story X- Bracing

دو طبقه ضربدری، رفتار ۳ خطی مطلوب ایجاد می‌شود. نیروی نامتعادل در تیر تخفیف داده می‌شود.

مهاربند قطری: برای یک سطح شکل پذیری مشخص، شکل پذیری این گروه نسبت به سایر گروه های بادبندی همگرا، بیشتر است، زیرا که در طول کمانشی بیشتری، تغییرشکل جانبی در آن اتفاق می افتد و در نتیجه کمانش موضعی کمتری را متحمل می‌شوند.



ZIP

زیپ، عضو قائم وظیفه تحمل نیروی نامتعادل قائم ناشی از تسلیم و کمانش مهاربند را دارد. می‌توان از تیر ضعیف تر استفاده نمود.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

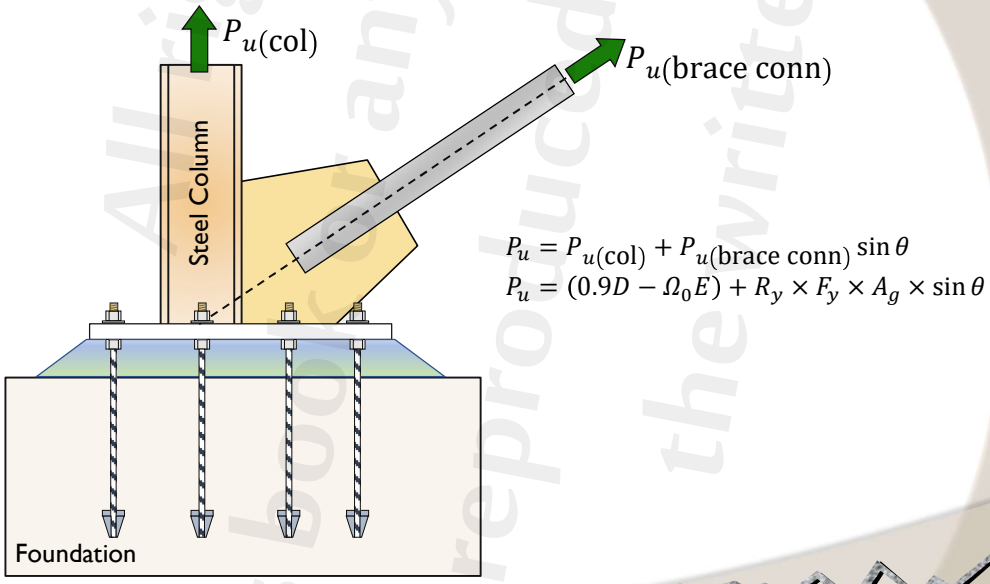
All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

٥٣٣ صفحه This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

طراحی صفحه ستون



$$P_u = P_{u(\text{col})} + P_{u(\text{brace conn})} \sin\theta$$
$$P_u = (0.9D - \Omega_0 E) + R_y \times F_y \times A_g \times \sin\theta$$

٥٣٤ صفحه This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

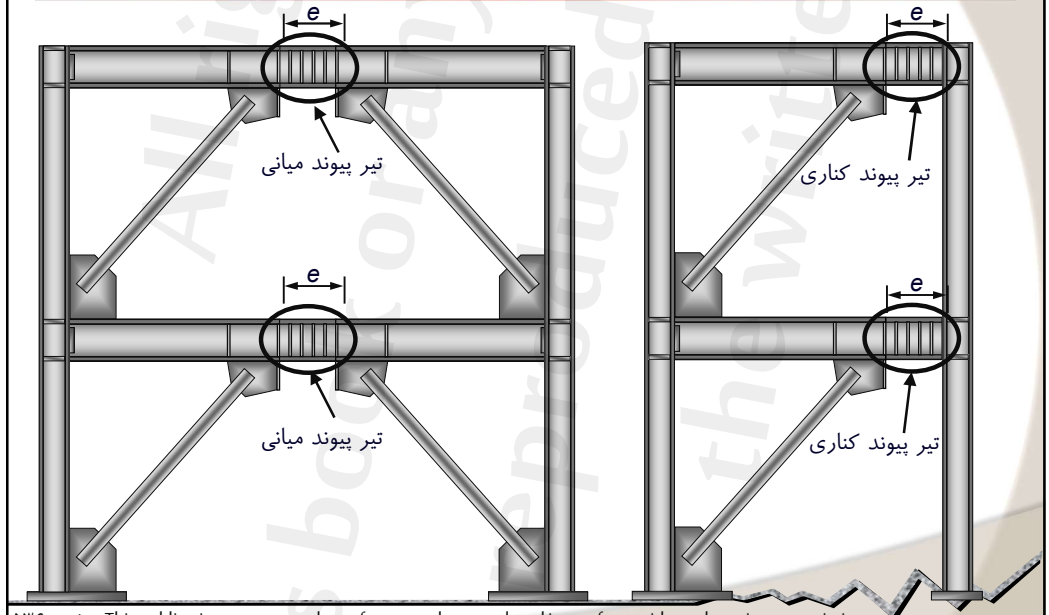
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

سیستم مهاربندی خارج از مرکز (EBF) توسط آقای پوپوف (Popov) معرفی شد. قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ واگرا (EBF) قاب‌هایی هستند که در آنها در دهانه مهاربندی یک انتهای مهاربندها با فاصلهٔ نسبتاً کمی از یکدیگر روی محور طولی تیر یا با فاصلهٔ نسبتاً کمی از گرهٔ اتصال تیر به ستون، به تیر متصل می‌شوند و موجب تشکیل تیر پیوند که تحت اثر برش و خمش قرار می‌گیرد، می‌شود. به ناحیه‌ای که بین نقاط تلاقی محورهای دو عضو قطری مهاربندی روی تیر تشکیل می‌شود تیر پیوند میانی و به فاصله‌ای که بین نقطهٔ تلاقی محور عضو مهاربندی تا گره اتصال تیر به ستون قرار دارد، تیر پیوند کناری گفته می‌شود. در این نوع قاب‌ها ظرفیت تغییرشکل غیر الاستیک سیستم مهاربندی عمدتاً از طریق تسلیم برشی یا خمشی تیر پیوند تأمین می‌شود. در این نوع قاب‌های مهاربندی‌شده تعبیهٔ سوراخ در جان تیرهای پیوند مجاز نیست. همچنین توصیه می‌شود در جان تیر خارج از ناحیهٔ تیر پیوند سوراخی تعبیه نشود. در صورت لزوم به تعبیهٔ سوراخ در جان تیر خارج از ناحیهٔ تیر پیوند، اطراف آن باید به نحوی تقویت گردد که مقاومت‌های موجود (مقاومت‌های طراحی در LRFD و مقاومت‌های مجاز در ASD) در مقطع سوراخ‌دار از مقاومت‌های موجود مقطع کامل تیر کمتر نباشد.

اولین بار در سال ۱۹۸۸ در UBC88 این سیستم معرفی شد.

صفحه ۵۳۵ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



صفحه ۵۳۶ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مقایسه استاندارد ۲۸۰۰ و ASCE7

پارامترهای اساسی طراحی، براساس استاندارد ۲۸۰۰ و آیین‌نامه ASCE7-16 برای این سیستم سازه‌ای واگرا

پارامترهای اساسی طراحی مهاربند واگرا

	ضریب رفتار R	ضریب اضافه مقاومت Ω_0	ضریب بزرگ‌نمایی جابجایی C_d	بیشترین ارتفاع مجاز (متر)
استاندارد ۲۸۰۰	7**	2.0	4.0	50
ASCE7-16	8	2.0	4.0	48*

* در طبقه‌بندی لرزه‌ای A و B و C محدودیت ارتفاع ندارد و در طبقه‌بندی لرزه‌ای F به ۳۰ متر محدود می‌شود.
** ضریب رفتار ۷ طبق استاندارد ۲۸۰۰ تنها در حالت رفتار برشی تیر پیوند است. در بقیه موارد باید ۶ در نظر گرفته شود.

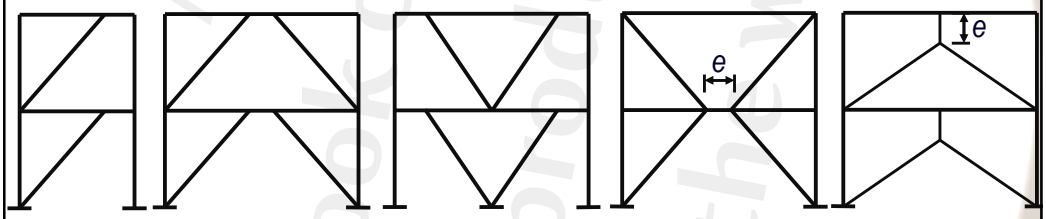
صفحه ۵۳۷ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

برخی از آرایش‌های ممکن برای مهاربندهای واگرا

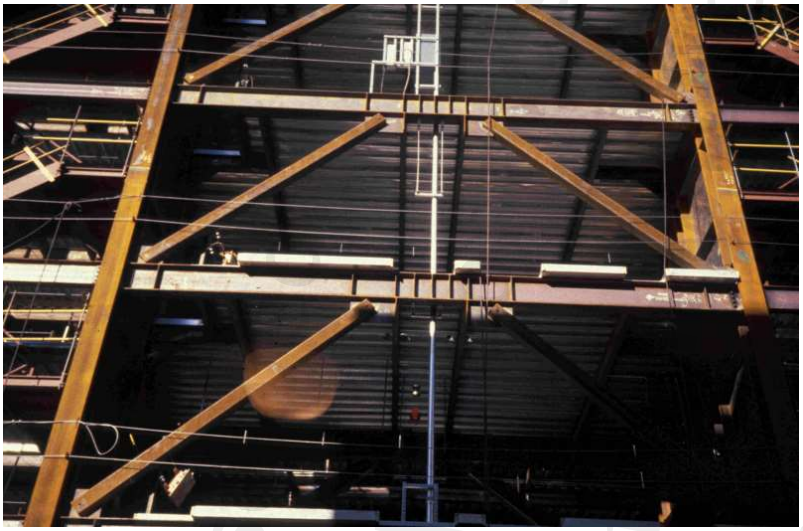
به طور کلی مراحل طراحی یک مهاربند EBF را می‌توان به صورت زیر خلاصه نمود.

۱- شناخت ضوابط طراحی
۲- تعیین پیکربندی مهاربندها
۳- انتخاب طول مناسب برای تیر رابط
۴- انتخاب مقطع مناسب برای تیر رابط
۵- طراحی مهاربندها، ستون‌ها و بقیه اجزای قاب



صفحه ۵۳۸ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

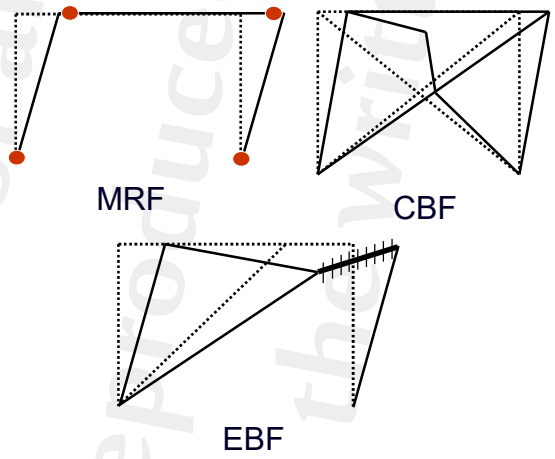
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مکانیزم اتلاف انرژی در مهاربندهای واگرا

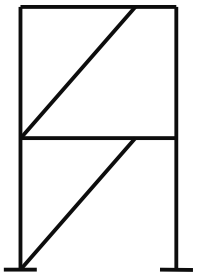


 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مبانی طراحی

در طراحی اعضا و اتصالات قاب‌های مهاربندی‌شده واگرا علاوه بر الزامات متعارف فصل‌های ۱۰-۱ و ۱۰-۲ و نیز الزامات لرزه‌ای عمومی بخش ۱۰-۲-۳ باید الزامات لرزه‌ای این بخش نیز رعایت شود. در اینگونه مهاربندها خروج ازمرکزیت کمتر از عمق تیر در اتصال مهاربند به تیر و در خارج از ناحیهٔ تیر پیوند مجاز است، مشروط بر اینکه آثار این خروج از مرکزیت در طراحی اعضا و اتصالات لحاظ شوند و این خروج از مرکزیت منبع مورد انتظار ظرفیت تغییرشکل فرا ارتجاعی سیستم را تغییر ندهد



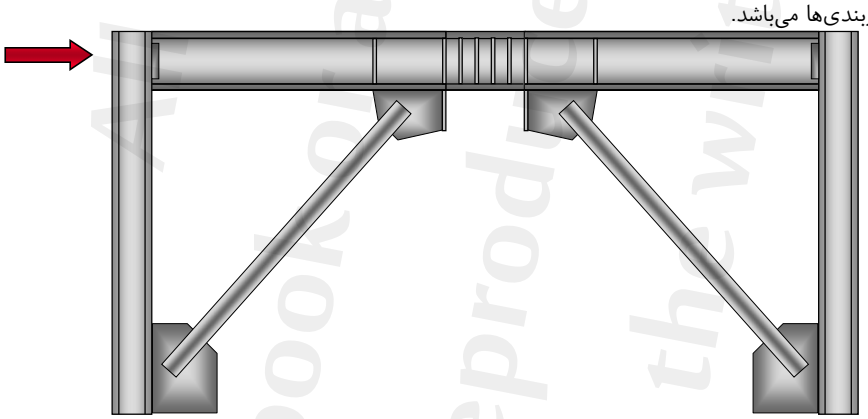
- تیرپیوند بایستی برای رفتار غیرارتجاعی طرح گردد.
- تیر پیوند به عنوان فیوز عمل خواهد نمود.
- تیر پیوند بایستی ضعیفترین قسمت سازه باشد تا عملکرد غیرارتجاعی آن زودتر از بقیه قسمت‌ها (تیر خارج از تیر پیوند، ستون و مهاربند و اتصالات تضمین گردد)
- تیر پیوند بایستی دارای جزئیات مناسبی باشد تا شکل‌پذیری آن تامین شود.

صفحه ۵۴۱ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

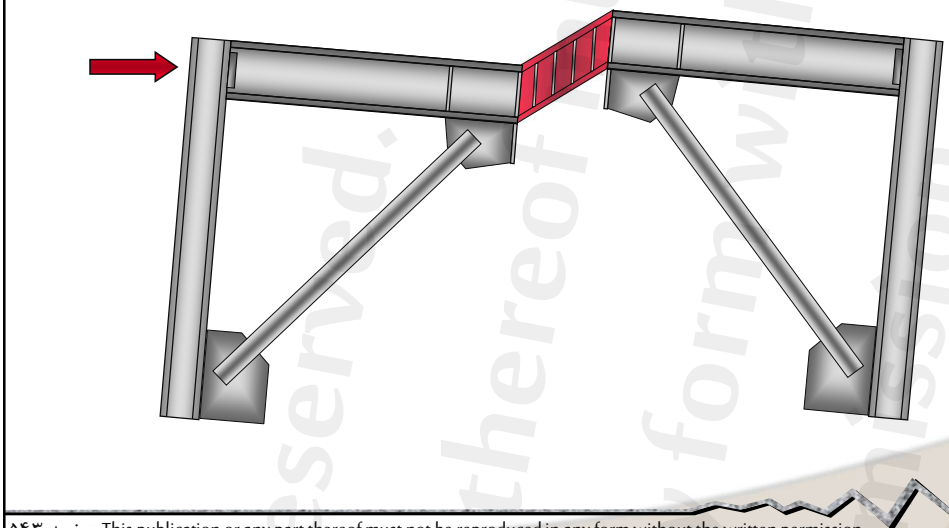
رفتار غیرارتجاعی مهاربندهای واگرا

در این نوع قاب‌ها رفتار جانبی لرزه‌ای سازه ترکیبی از عملکرد خمشی و برشی تیرها و ستون‌ها و عملکرد کششی و فشاری مهاربندی‌ها می‌باشد.



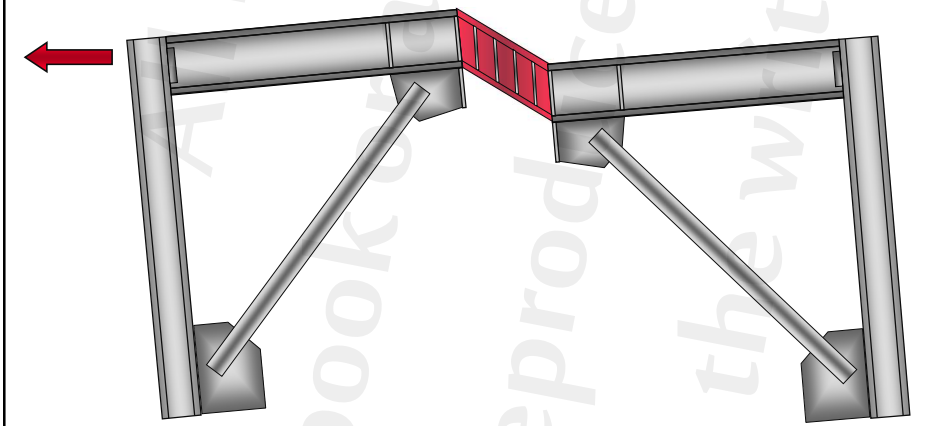
صفحه ۵۴۲ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



صفحه ۵۴۳ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

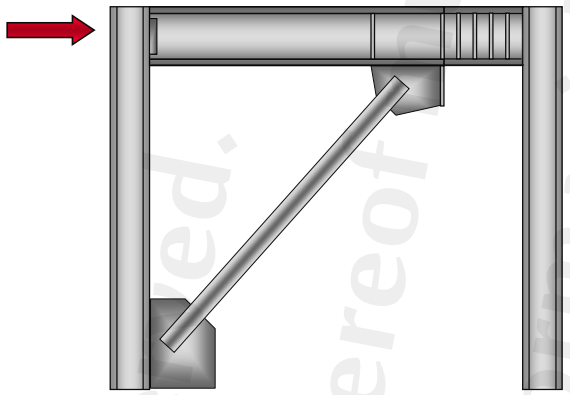
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



صفحه ۵۴۴ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

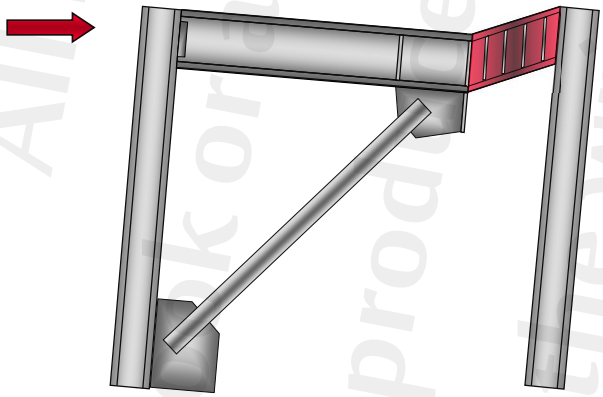
All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



صفحه ۵۴۵ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

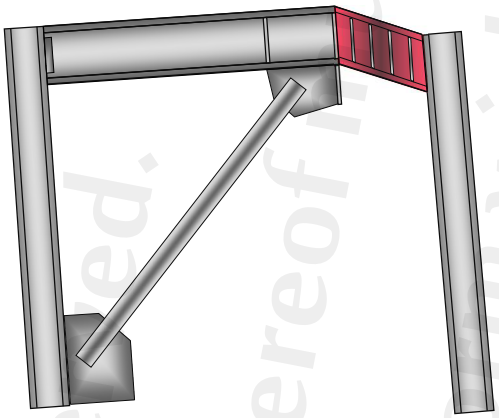
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



صفحه ۵۴۶ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

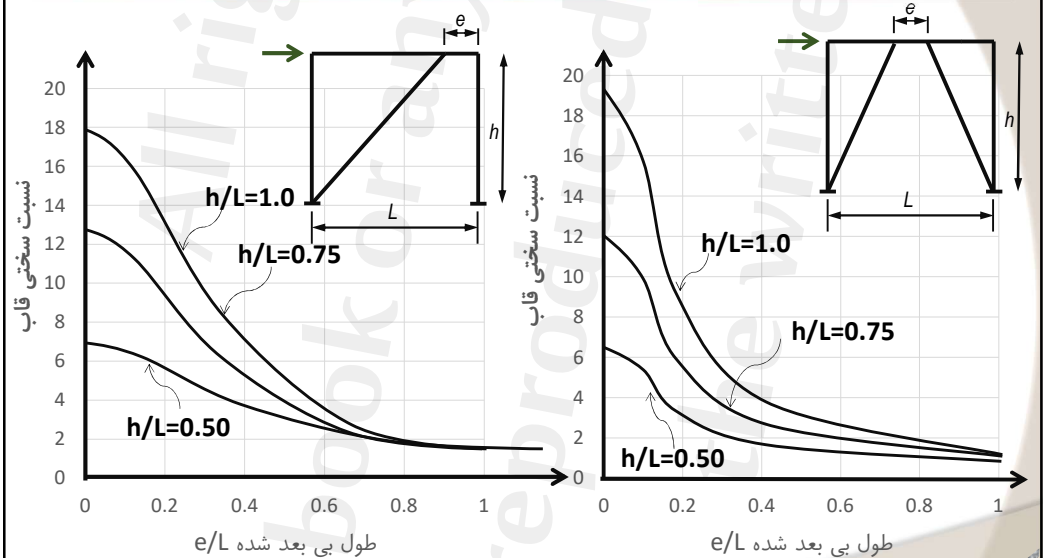
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



صفحه ۵۴۷ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

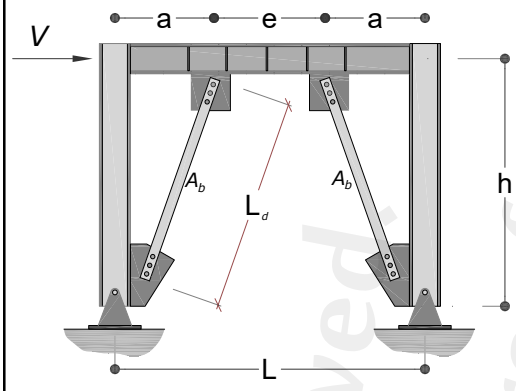
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

تخمین سختی در مهاربندهای واگرا



صفحه ۵۴۸ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



$$k = \frac{V_i}{\Delta_t} = \frac{V_i}{\Delta_{da} + \Delta_{ba} + \Delta_{bv} + \Delta_{bf}} \qquad (1)$$

صفحه ۵۴۹ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

برای تعیین رابطه (۱) سه گام در نظر گرفته شده است[۱]:

گام اول: تعیین جابجایی ارتجاعی قاب بر حسب هندسه قاب و مشخصات مصالح

گام دوم: ساده سازی رابطه بدست آمده و تعیین جابجایی طبقه بر حسب هندسه سیستم

گام سوم: با تقسیم برش طبقه بر جابجایی ارتجاعی آن، سختی بدست می‌آید.

* در تعیین این رابطه از تغییرشکل محوری ستون‌ها صرف نظر شده است.

** جابجایی قاب شامل تغییرشکل محوری مهاربندها (Δ_{da})، تغییرشکل محوری تیر (Δ_{ba})، تغییرشکل برشی تیر پیوند (Δ_{bv}) و تغییرشکل قاب در اثر خمش تیر (Δ_{bf}) در نظر گرفته شده است.

1. Paul W. Richards., "Estimating the Stiffness of Eccentrically Braced Frames" Practice Periodical on Structural Design and Construction, Vol. 15, No. 1, February 2010, pp. 91-95

صفحه ۵۵۰ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

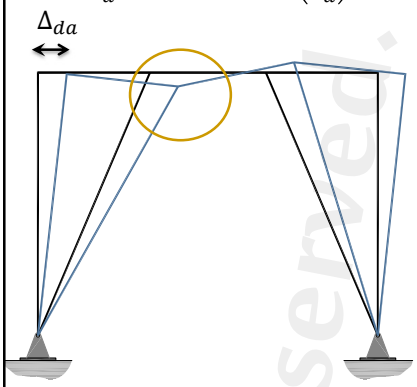
All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

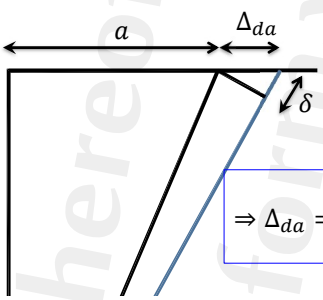
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

گام اول: تعیین جابجایی ارتجاعی قاب بر حسب هندسه قاب و مشخصات مصالح

* جابجایی قاب در اثر تغییرشکل محوری مهاربندها (Δ_{da})

$$\delta = \frac{FL_d}{A_d E} \quad \Rightarrow \quad \Delta_{da} \times \left(\frac{a}{L_d}\right) = \delta \quad \Rightarrow \quad \Delta_{da} \times \left(\frac{a}{L_d}\right) = \frac{FL_d}{A_d E}$$





$$\Delta_{da} = \frac{FL_d}{A_d E}\left(\frac{L_d}{a}\right)$$

$$F = \frac{V}{2} \times \frac{L_d}{a}$$

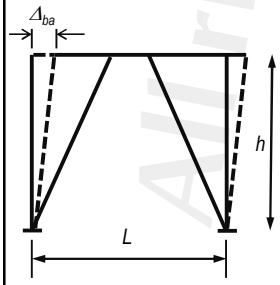
$$\Rightarrow \Delta_{da} = \frac{V}{2E}\left(\frac{L_d}{A_d}\right)\left(\frac{L_d}{a}\right)^2 \qquad (2)$$

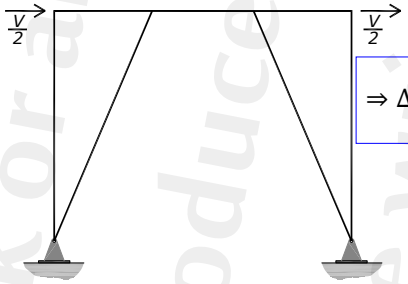
V برش طبقه می‌باشد.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

* جابجایی قاب در اثر تغییرشکل محوری تیر (Δ_{ba}):





$$\Rightarrow \Delta_{ba} = \frac{V}{2E}\left(\frac{a}{A_b}\right) \qquad (3)$$

* جابجایی قاب در اثر تغییرشکل برشی تیر پیوند (Δ_{bv}):

$$\Delta_{bv} = \gamma_v h \left(\frac{e}{L}\right) \qquad (4)$$

$$\gamma_v = \frac{V_L}{A_{bv} G} \qquad (5)$$

با توجه به هندسه قاب:

$$\Delta_{bv} = \left(\frac{V_L}{A_{bv} G}\right) h \left(\frac{e}{L}\right) \qquad (6)$$

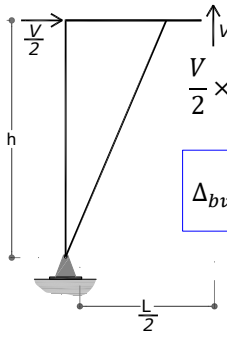
که در آن A_{bv} مساحت جان تیر پیوند و V_L برش تیر پیوند است.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

با گشتاور گیری حول پای ستون داریم:



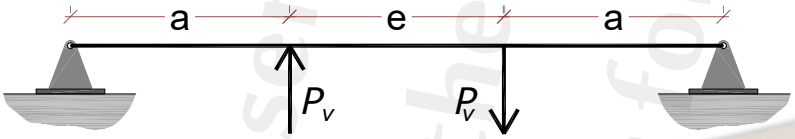
$$\frac{V}{2}\times h = V_L \times \frac{L}{2} \quad \Rightarrow \quad V = V_L\frac{L}{h} \qquad (7)$$

با جانشانی رابطه (۷) در (۶) داریم:

$$\Delta_{bv} = \frac{V}{G}\left(\frac{h^2 e}{A_{bv}L^2}\right) \qquad (8)$$

❊ تغییرشکل قاب در اثر خمش تیر (Δ_{bf}):

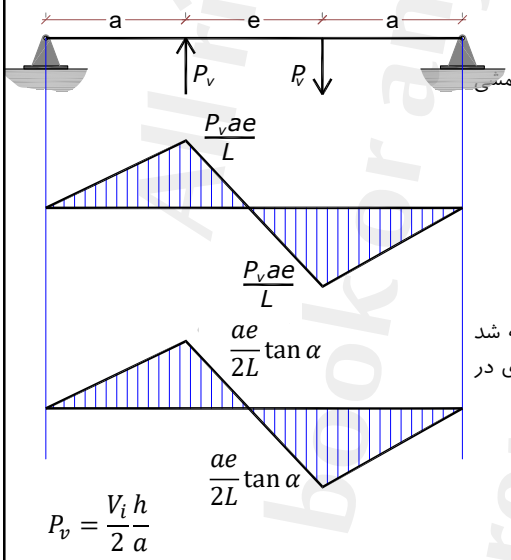
دیاگرام شکل زیر که نشان دهنده مولفه قائم مهاربندها بر روی تیر میباشد را در نظر بگیرید.



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

دیاگرام لنگر خمشی تیر در زیر نشان داده شده است:



در صورتی که بار واحد بر قاب اعمال شود، دیاگرام لنگر خمشی تیر به مانند شکل روبرو خواهد بود.

$$P_v = \frac{V_i}{2}\frac{h}{a}$$

با استفاده از روش کار مجازی:

$$\Delta_{bf} = \frac{P_v a^2 e^2}{3EIL}\frac{a}{L}\tan\varphi$$

در محاسبات فوق اتصال مهاربند به تیر مفصل در نظر گرفته شد که در عمل مقداری لنگر توسط این اتصال منتقل میشود. برای در نظر گرفتن این اثر ۸۰٪ مقدار فوق در نظر گرفته میشود

$$\Delta_{bf} = 0.8\frac{Vh^2e^2}{12EIL} \qquad (10)$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

الزامات عمومی مهاربندهای واگرا

الف) مقاطع اعضای مهاربندی باید از نوع فشردهٔ لرزه‌ای با محدودیت حداکثر نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{md} مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۲-۴ باشند.

ب) مقاطع ستون‌های نظیر دهانه‌های مهاربندی باید از نوع فشردهٔ لرزه‌ای با محدودیت حداکثر نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{hd} مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۲-۴ باشند.

پ) تیر (یا تیرهای) خارج از ناحیهٔ تیر پیوند، اگر دارای مقطع متفاوت با مقطع تیر پیوند باشند، باید دارای مقطع از نوع فشرده لرزه‌ای با محدودیت حداکثر نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{md} مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۲-۴ باشند.

تبصره: اگر تیر خارج از ناحیهٔ پیوند دارای مقطع یکسان با مقطع تیر پیوند باشد، در این صورت مقاومت‌های موجود آن باید برابر مقاومت‌های مورد انتظارش در نظر گرفته شود. به عبارت دیگر، در تعیین مقاومت‌های موجود تیر خارج از ناحیهٔ پیوند به جای F_y می‌توان از R_yF_y استفاده کرد که در آن، R_y برابر نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد تیر و F_y برابر تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد تیر است.

صفحه ۵۵۵ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

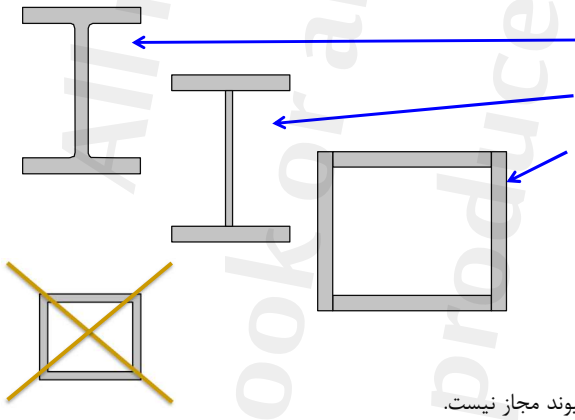
الزامات تیر پیوند

* مقطع تیر پیوند باید یکی از موارد زیر باشد و غیر از این موارد مجاز نیست:

۱) مقطع I شکل نورد شده

۲) مقطع I شکل ساخته شده از ورق

۳) مقطع جعبه‌ای ساخته شده از ورق



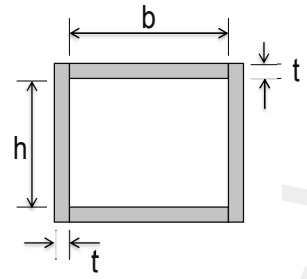
توجه: استفاده از مقطع HSS به عنوان تیر پیوند مجاز نیست.

HSS (hollow structural section): Square, rectangular or round hollow structural steel section produced in accordance with one of the product specifications in Section A3.1a(b).

صفحه ۵۵۶ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

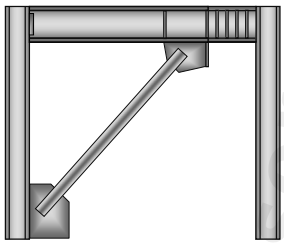
تیرهای پیوند باید دارای مقطع از نوع فشردهٔ لرزه‌ای با محدودیت حداکثر نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{hd} مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۲-۴ باشند.

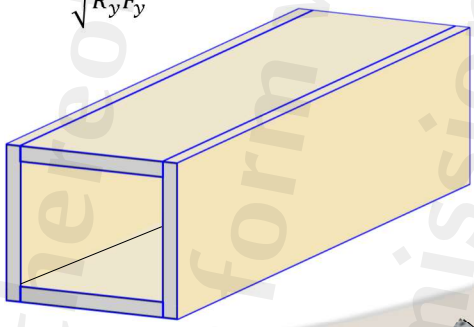


$$\frac{b}{t} \le 0.55\sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$$

$$\frac{h}{t} \le 0.64\sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$$

box shapes used as link beams

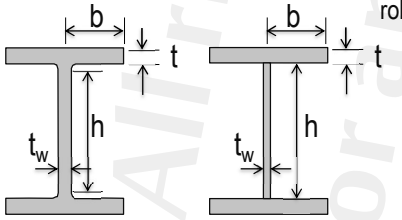


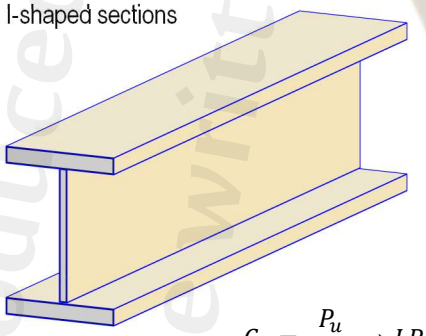


 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

rolled or built-up I-shaped sections





$$\frac{b}{t} \le 0.3\sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$$

$$\frac{h}{t_w} \le \begin{cases} 2.45(1-1.04C_a)\sqrt{\dfrac{E}{R_y F_y}} & C_a \le 0.113 \\ 2.26(1-0.38C_a)\sqrt{\dfrac{E}{R_y F_y}} \ge 1.56\sqrt{\dfrac{E}{R_y F_y}} & C_a > 0.113 \end{cases}$$

$$C_a = \frac{P_u}{\phi_c P_y} \rightarrow LRFD$$

$$C_a = \frac{\Omega_c P_a}{P_y} \rightarrow ASD$$

$$P_y = R_y F_y A_g$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

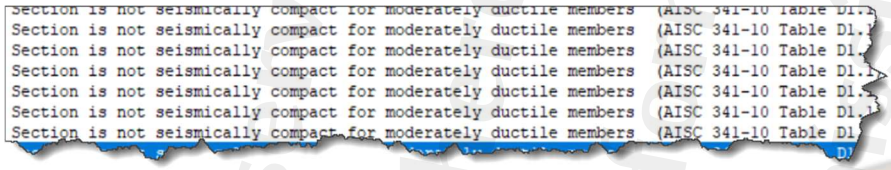
آیا برنامه ETABS کنترل فشردگی اجزای قاب مهاربندی شده واگرا را انجام می‌دهد؟

- برنامه ETABS برای مهاربندها به درستی مقدار فشردگی را براساس حداکثر نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{md} کنترل و در صورت عدم اقناع پیام خطایی صادر می‌کند.

- برنامه ETABS برای (کلیه) ستون‌ها، مقدار فشردگی را براساس حداکثر نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{hd} کنترل و در صورت عدم اقناع پیام خطایی صادر می‌کند.

- برنامه ETABS فقط برای تیرهای پیوند، مقدار فشردگی را براساس حداکثر نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{hd} کنترل و در صورت عدم اقناع پیام خطایی صادر می‌کند.

- برنامه ETABS برای تیرهای خارج از تیر پیوند، فشردگی را براساس حداکثر نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{md} کنترل نمی‌کند.



صفحه ۵۵۹ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

استثنا: برای تیرهای پیوند دارای مقطع I شکل و با طول $e \le \frac{1.6M_p}{V_p}$ بال‌های مقطع می‌توانند از نوع فشردهٔ لرزه‌ای با محدودیت حداکثر نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{md} مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۲-۴ باشند. همچنین برای تیرهای پیوند دارای مقطع قوطی شکل و با طول $e \le \frac{1.6M_p}{V_p}$ جان‌های مقطع می‌توانند از نوع فشردهٔ لرزه‌ای با محدودیت حداکثر نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{md} مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۲-۴ باشند.

آیا برنامه ETABS این دو استثنا را در نظر می‌گیرد؟

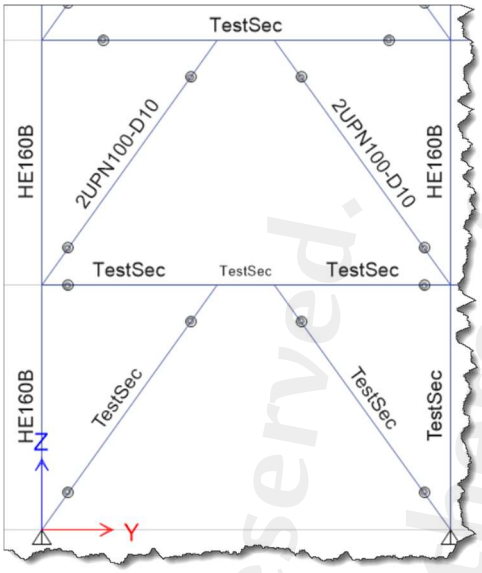
بله. برنامه این کنترل را انجام می‌دهد

صفحه ۵۶۰ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

آیا در برنامه ETABS تیر پیوند باید جداگانه ترسیم شود؟

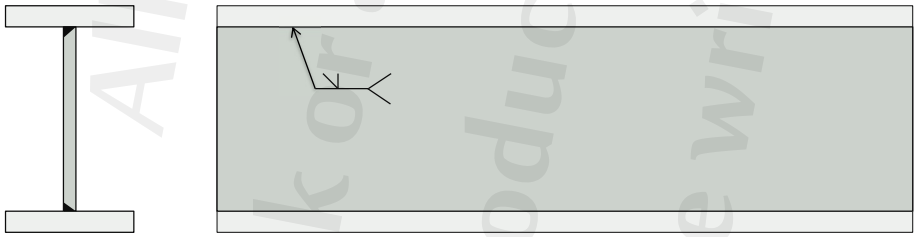
کدام مدلسازی درست است؟



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

* در تیر پیوند ساخته شده از ورق، اتصال بال به جان یا جان‌ها بایستی توسط جوش شیاری با نفوذ کامل (CJP) انجام شود.



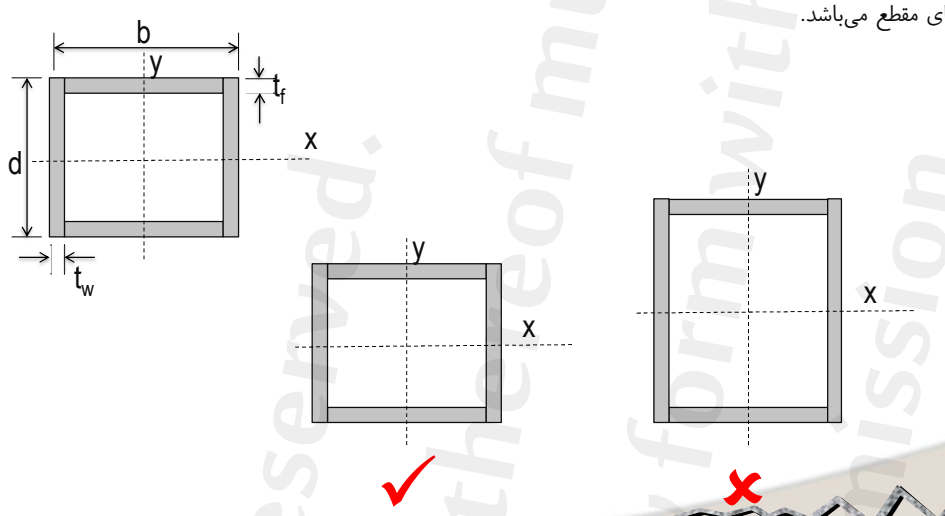
* جان یا جان‌ها در تیر پیوند باید از یک تک ورق تشکیل شده باشد و استفاده از ورق تقویتی برای آن مجاز نیست. زیرا در این حالت این دو به عنوان یک واحد یکپارچه وارد فاز غیرخطی نمی‌شوند.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

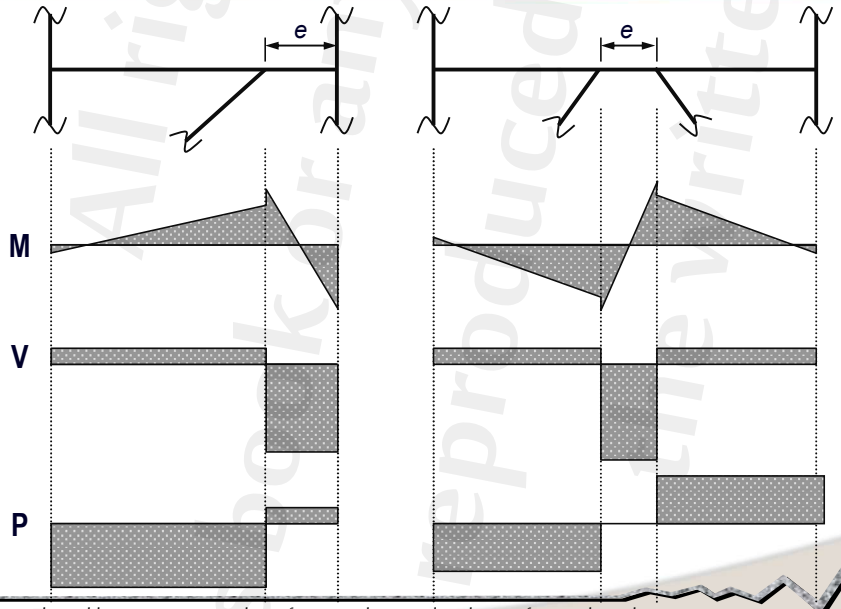
تیرهای قوطی شکل ساخته شده از ورق باید دارای شرایط $I_y>0.67I_x$ باشند. که در آن I_y ممان اینرسی مقطع تیر پیوند حول محور مرکزی در امتداد جان‌های مقطع و I_x ممان اینرسی مقطع تیر پیوند حول محور مرکزی عمود بر امتداد جان‌های مقطع می‌باشد.



صفحه ۵۶۳ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

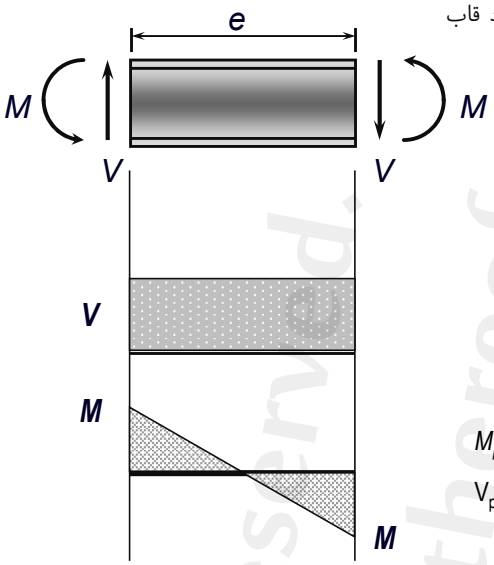
دیاگرام نیروی محوری، برشی و لنگر خمشی قاب



صفحه ۵۶۴ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

رفتار تیر پیوند



* طول تیر پیوند، نقش اصلی در تعیین رفتار و عملکرد قاب مهاربند شده واگرا دارد.

* تیر پیوند وقتی در برش جاری می‌شود که:

$$V = V_p = \underbrace{0.6\, F_y}_{\text{تنش تسلیم برشی}} \underbrace{(d - 2t_f)\, t_w}_{\text{مساحت جان}}$$

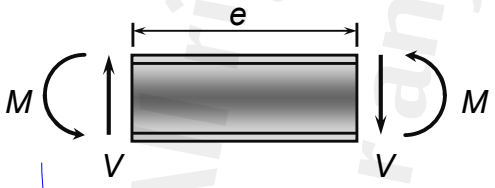
* تیر پیوند وقتی در خمش جاری می‌شود که:

$$M = M_p = Z\, F_y$$

M_p = fully plastic moment of link section

V_p = fully plastic shear capacity of link section

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission



معادله تعادل: $Ve = 2M$ $\quad e = \dfrac{2M}{V}$

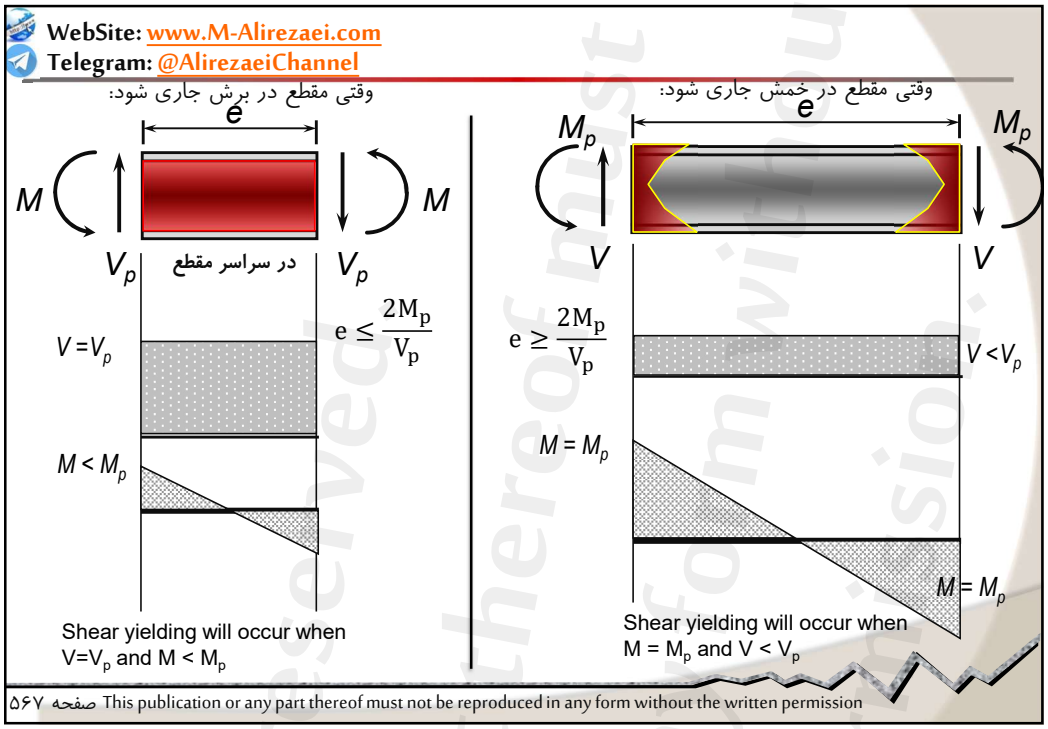
در صورتی که تیر پیوند بصورت همزمان در برش و خمش جاری شود:

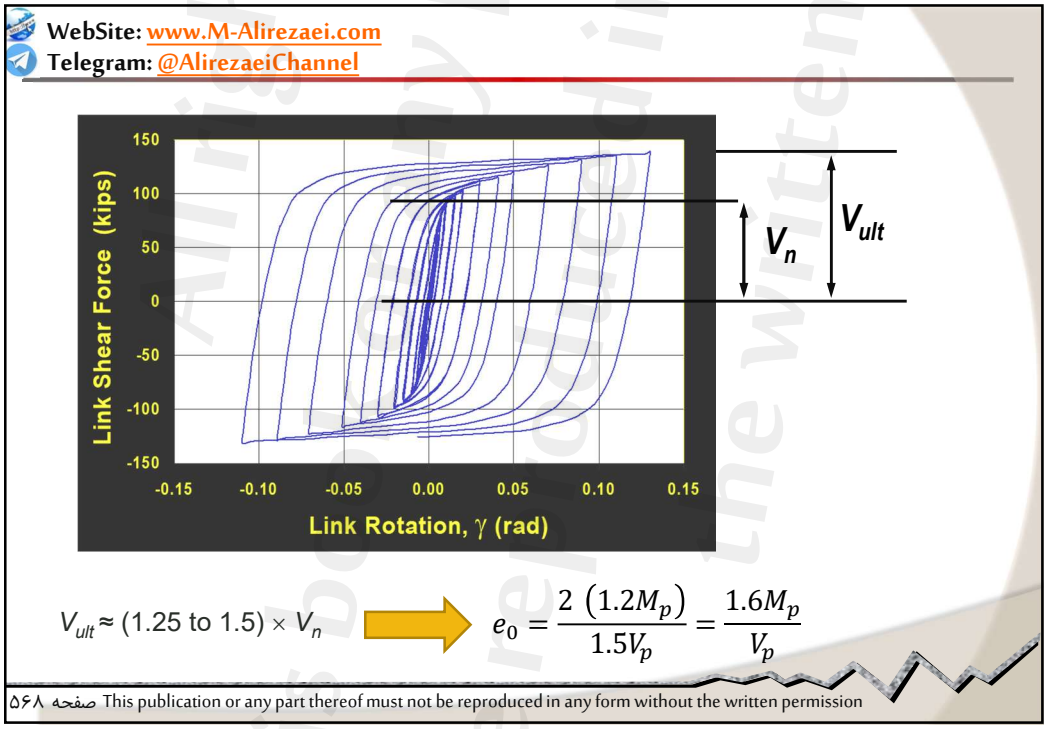
$$V=V_p \text{ و } M=M_p$$

$$e_0 = \frac{2\, M_p}{V_p}$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.





All rights reserved. This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

آیین نامه با در نظر گرفتن کرنش سختی روابط زیر را ارائه می‌دهد

تسلیم برشی: $e \le \frac{1.6M_p}{V_p}$

تسلیم خمشی: $e \ge \frac{2.6M_p}{V_p}$

اندرکنش برش و خمش: $\frac{1.6M_p}{V_p} \le e \le \frac{2.6M_p}{V_p}$

به عنوان مثال برای IPE270:

$$M_p = ZF_y = 484\ \text{cm}^3 \times 2400\ \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 10^{-3} = 1161.6^{t-cm}$$

$$V_p = 0.6F_y(d - 2t_f)\ t_w$$

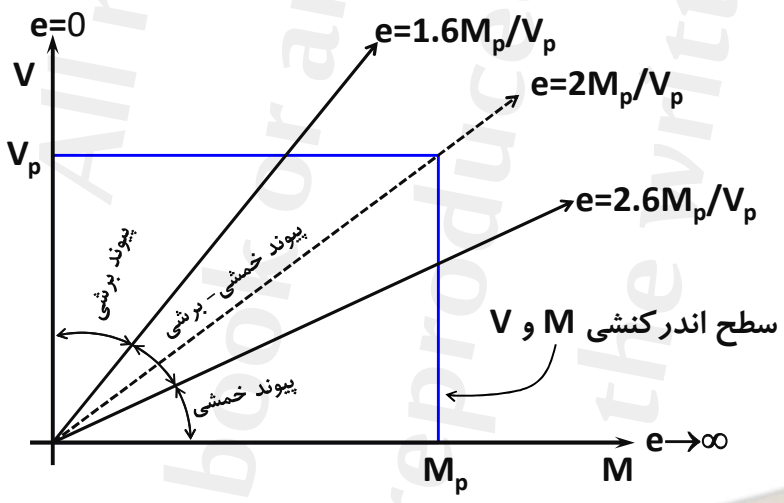
$$= 0.6 \times 2400\ \frac{kg}{cm^2} \times (27 - 2 \times 1.02) \times 0.66 \times 10^{-3} = 23.7^{\text{t}}$$

$$\frac{M_p}{V_p} = \frac{1161.6^{\text{t-cm}}}{23.7^{\text{t}}} = 49^{cm}$$

$$1.6\frac{M_p}{V_p} = 78.4^{cm} \qquad 2.6\frac{M_p}{V_p} = 127.4^{cm}$$

صفحه ۵۶۹ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



صفحه ۵۷۰ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مقاومت برشی اسمی تیر پیوند

مقاومت برشی موجود تیر پیوند(مقاومت برشی طراحی ($\phi_v V_n$) در LRFD و مقاومت برشی مجاز (V_n/Ω_v) در ASD) باید برابر کوچکترین مقدار محاسبه شده براساس حالت‌های حدی تسلیم برشی در جان مقطع و تسلیم خمشی در دو انتهای تیر پیوند در مقطع کلی در نظر گرفته شود که در آن، ϕ_v ضریب کاهش مقاومت برابر 0.9، Ω_v ضریب اطمینان برابر 1.67 و V_n مقاومت برشی اسمی تیر پیوند است که باید به شرح زیر در نظر گرفته شود:

۱- براساس تسلیم برشی در جان مقطع ۲- براساس تسلیم خمشی در مقطع کلی

$$V_n = \min\left\{\frac{2M_p}{e}, V_p\right\} \rightarrow \begin{cases} V_p = \begin{cases} 0.6F_yA_{lw} & \frac{\alpha_s P_r}{P_y} \le 0.15 \\ 0.6F_yA_{lw}\sqrt{1-\left(\frac{\alpha_s P_r}{P_y}\right)^2} & \frac{\alpha_s P_r}{P_y} > 0.15 \end{cases} \\ M_p = \begin{cases} ZF_y & \frac{\alpha_s P_r}{P_y} \le 0.15 \\ ZF_y\left(\frac{1-\alpha_s P_r/P_y}{0.85}\right) & \frac{\alpha_s P_r}{P_y} > 0.15 \end{cases} \end{cases}$$

$$A_{lw} = \begin{cases} (d-2t_f)t_w & \text{for I-shaped link sections} \\ 2(d-2t_f)t_w & \text{for box link sections} \end{cases}$$

$$V_u \le \varphi_v V_n \qquad \varphi_v = 0.9 \quad LRFD$$
$$V_a \le V_n/\Omega_v \qquad \Omega_v = 1.67 \quad ASD$$

$$P_y = F_y A_g \qquad P_r = P_u(LRFD) \text{ or } P_a\ (ASD)$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

به عنوان مثال برای IPE270، به عنوان تیر پیوند، مقاومت تیر پیوند را تعیین نمایید:

$$M_p = ZF_y = 484\ \text{cm}^3 \times 2400\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 10^{-3} = 1161.6^{t-cm}$$

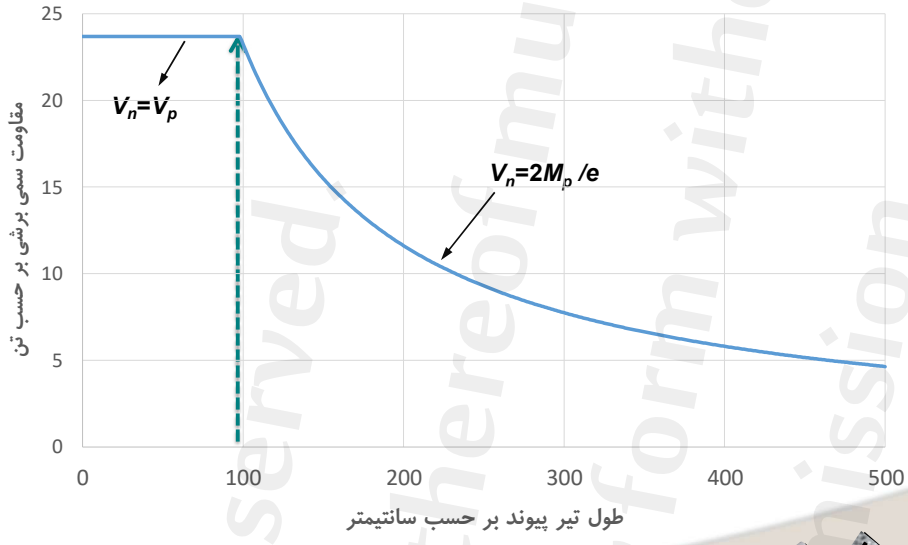
$$V_p = 0.6F_y(d-2t_f)\ t_w = 0.6 \times 2400\frac{kg}{cm^2} \times (27 - 2 \times 1.02) \times 0.66 \times 10^{-3} = 23.7^{\text{t}}$$

$$\frac{M_p}{V_p} = \frac{1161.6^{\text{t-cm}}}{23.7^{\text{t}}} = 49^{cm} \quad \Rightarrow \quad 2\frac{M_p}{V_p} = 98^{cm}$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



صفحه ۵۷۳ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مثال) برای تیر پیوند در مهاربند واگرا M_p=240 kN.m و V_p=160kN بوده و نسبت مقاومت محوری مورد نیاز به مقاومت تسلیم محوری برابر 0.1 می‌باشد. اگر طول تیر پیوند 2.4 متر باشد، مقاومت برشی طراحی (ϕV_n) تیرپیوند برحسب کیلونیوتن، حدودا چقدر است؟ (مرداد ۹۴)

الف) ۷۲ ب) ۱۸۰ ج) ۲۸۸ د) ۱۴۴

پاسخ:

$$\frac{P_r}{P_y} = 0.1 < 0.15$$

$$V_n = \min\left\{\frac{2M_p}{e}, V_p\right\} = \min\left\{\frac{2 \times 240}{2.4}, 160\right\} = 160\ kN$$

$$\phi V_n = 0.9 \times 160 = 144\ kN$$

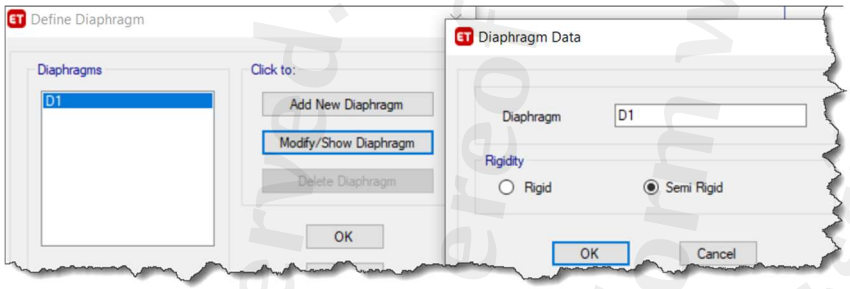
صفحه ۵۷۴ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

آیا در طراحی تیر پیوند و تعیین مقاومت آن، اثر نیروی محوری توسط ETABS در نظر گرفته می‌شود؟

بله، به شرطی که کاربر سقف صلب تعریف نکرده باشد. توصیه می‌شود، برای طراحی تیر پیوند در یک فایل Save as گرفته شده و دیافراگم را نیمه صلب کنید. در حالت سقف صلب، نیروهای داخلی تیر پیوند صفر می‌شوند.

Define menu > Diaphragms



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

$$\text{If}\ \frac{\alpha_s P_r}{P_y} \le 0.15 \quad \rightarrow \quad \text{No upper limit}$$

$$\text{If}\ \frac{\alpha_s P_r}{P_y} > 0.15 \quad \rightarrow \quad \begin{cases} \rho' \le 0.5 \quad \Rightarrow \quad e \le \dfrac{1.6 M_p}{V_p} \\ \rho' > 0.5 \quad \Rightarrow \quad e \le \dfrac{1.6 M_p}{V_p}(1.15 - 0.3\rho') \end{cases}$$

$$\rho' = \frac{P_r / P_y}{V_r / V_y}$$

V_p برش پلاستیک مقطع تیر پیوند مطابق رابطهٔ ۱۰-۳-۴-۳-۳، M_p لنگر پلاستیک مقطع تیر پیوند مطابق رابطهٔ ۱۰-۳-۴-۳-۴، V_r مقاومت برشی موردنیاز تیر پیوند براساس ترکیبات بارگذاری متعارف. درواقع منظور از V_r همان V_u در طراحی به روش LRFD و V_a در طراحی به روش ASD است. V_y مقاومت تسلیم برشی تیر پیوند برابر $0.6F_yA_{lw}$، P_r مقاومت محوری موردنیاز تیر پیوند براساس ترکیبات بارگذاری متعارف. درواقع منظور از P_r همان P_u در طراحی به روش LRFD و P_a در طراحی به روش ASD است. P_y مقاومت تسلیم محوری تیر پیوند برابر F_yA_g، A_{lw} مساحت جان مقطع تیر پیوند برابر $(d-2t_f)t_w$ برای مقاطع I شکل (نوردشده یا ساخته شده از ورق) و برابر $2(d-2t_f)t_w$ برای مقاطع قوطی شکل ساخته شده از ورق، که در آن t_f ضخامت بال، t_w ضخامت جان و d عمق کلی مقطع I شکل است. F_y تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد تیر پیوند، e طول تیر پیوند که برابر است با فاصلهٔ بین اتصال دو انتهای مهاربند در روی بال تیر یا فاصلهٔ بین اتصال انتهای مهاربندی در روی بال تیر تا بر ستون، α_s برابر 1.0 در روش LRFD و برابر 1.5 در روش ASD است.

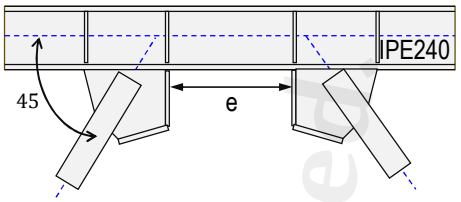
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مثال) در شکل زیر یکی از دهانه‌های یک قاب مهاربندی شده واگرا که در آن مقاطع اعضای مهاربندی از دوبل ناودانی ۱۴۰ تشکیل شده است، نشان داده شده است. چنانچه تیر فاقد نیروی محوری باشد، حداکثر طول تیر پیوند برای آنکه تسلیم برشی حاکم بر مقاومت طراحی تیر پیوند باشد به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ (F_y=240 MPa) (مهر ۹۶)

الف) 537 mm　　ب) 1240mm　　ج) 895mm　　د) 624mm



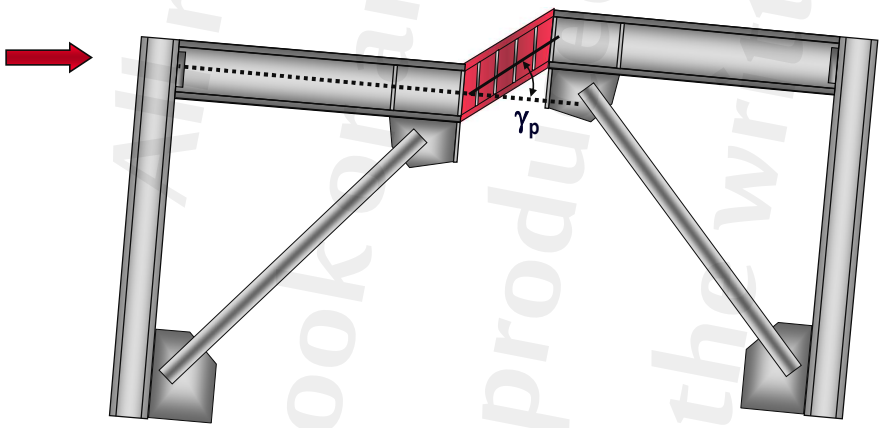
پاسخ:

$$e \le \frac{2M_p}{V_p} = \frac{2 \times 367000 \times 240}{0.6 \times F_y \times (240 - 2 \times 9.8) \times 6.2} = 895\ mm$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

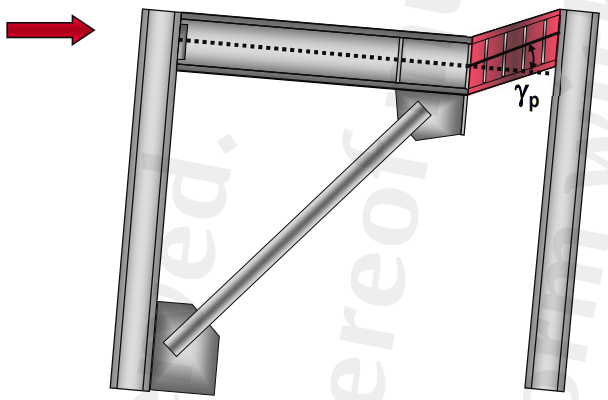
زاویه دوران تیر پیوند



زاویه دوران تیر پیوند نسبت به تیر خارج از تیر پیوند بر حسب رادیان = γ_p

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

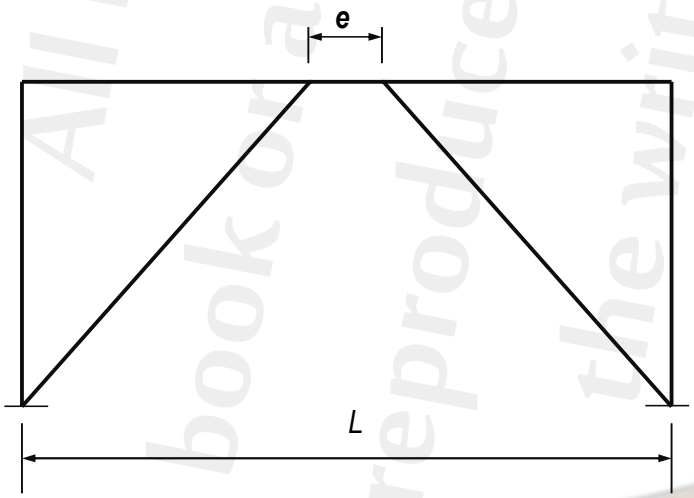


زاویه دوران تیر پیوند نسبت به تیر خارج از تیر پیوند بر حسب رادیان = γ_p

صفحه ۵۷۹ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

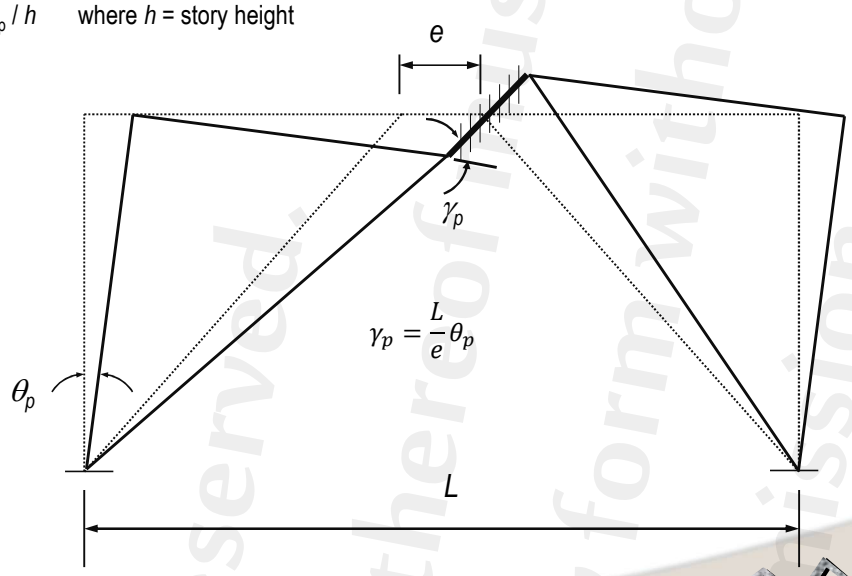
حرکت شناسی مهاربندهای برون محور



صفحه ۵۸۰ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

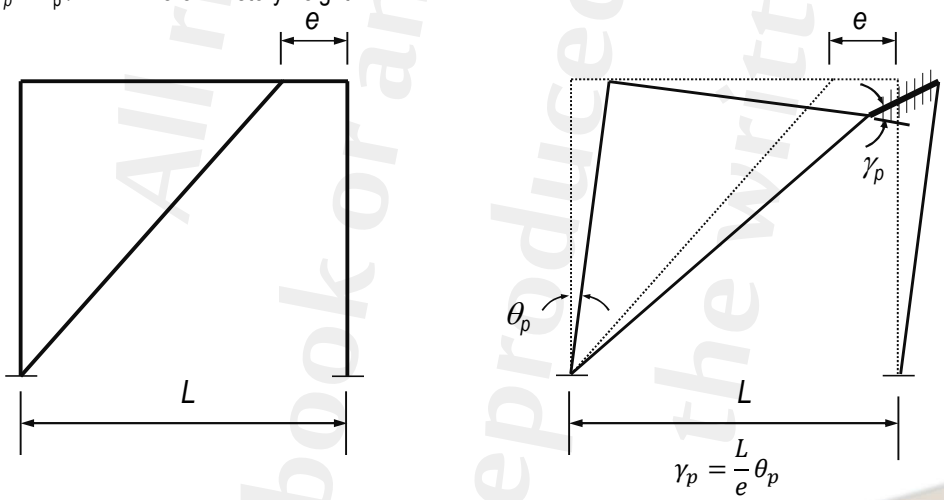
$\theta_p \approx \Delta_p / h$ where h = story height



٥٨١ صفحه This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

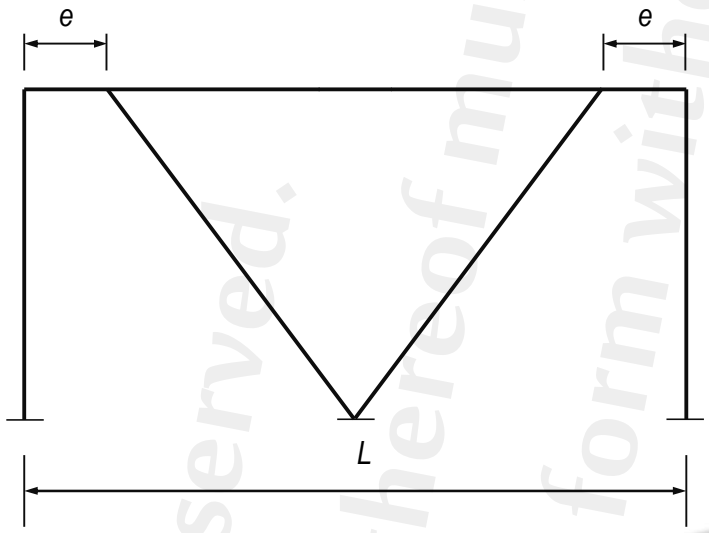
$\theta_p \approx \Delta_p / h$ where h = story height



٥٨٢ صفحه This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

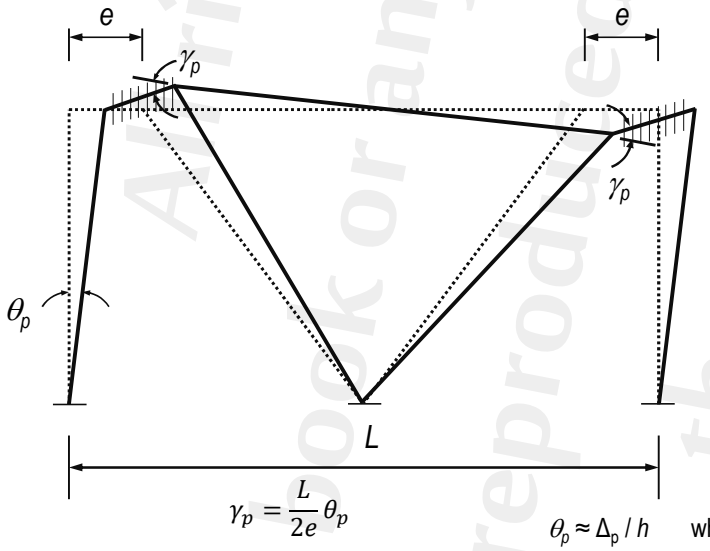
All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



صفحه ۵۸۳ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



دوران خمیری تیر پیوند تنها به هندسه آنها بستگی دارد و به نوع مکانیزم برشی یا خمشی ربطی ندارد.

در مهاربندهای واگرا کاهش دوران مورد نیاز تیر پیوند با تغییرمکان یکسان یک مزیت به حساب می‌آید.

صفحه ۵۸۴ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission. All rights reserved.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

دوران غیر الاستیک تیر پیوند نسبت به ناحیهٔ خارج از آن γ_p ، که باید براساس تغییرمکان جانبی نسبی غیرخطی طبقه، محاسبه شود، نباید از مقادیر زیر بیشتر باشد:

$e \le 1.6\frac{M_p}{V_p}$ ۰/۰۸ رادیان برای رفتار برشی

$e \ge 2.6\frac{M_p}{V_p}$ ۰/۰۲ رادیان برای رفتار خمشی

در حالتی که اندرکنش بین خمش و برش وجود دارد از یک درون یابی خطی استفاده شود.

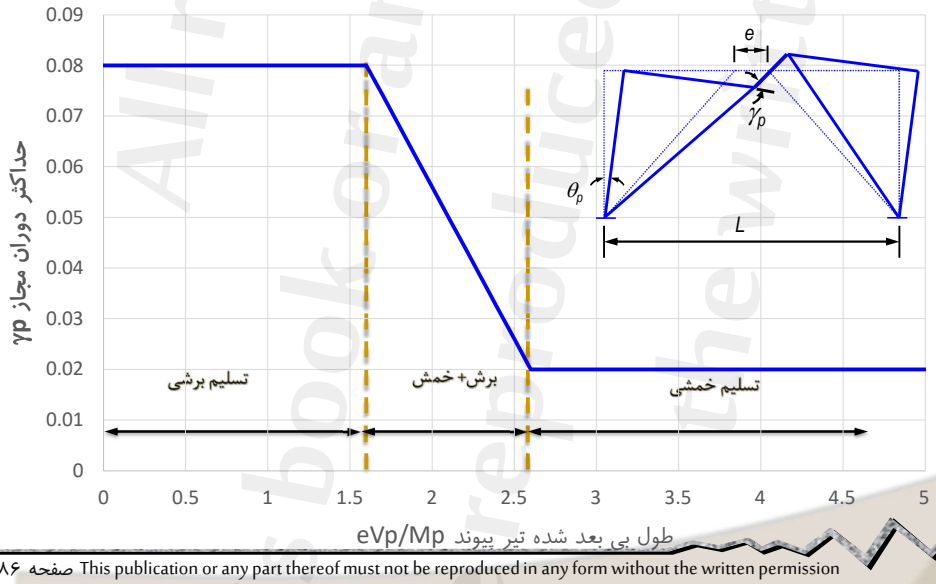
$$1.6\frac{M_p}{V_p} \le e \le 2.6\frac{M_p}{V_p} \quad \Rightarrow \quad \gamma_p \le 0.04\left(4.4 - 1.5e\frac{V_p}{M_p}\right)^{rad}$$

* مقدار دوران بایستی برای جابجایی واقعی سازه تعیین شود و نه جابجایی حاصل از تحلیل خطی.

$$\Delta = C_d \times \Delta_E \qquad (C_d = 4 \text{ for EBF})$$

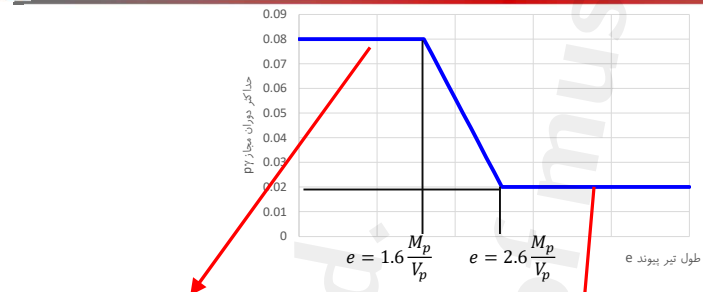
صفحه ۵۸۵ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

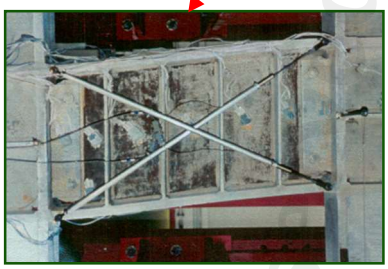
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



صفحه ۵۸۶ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel





 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مثال) در مهاربند واگرا اگر طول تیر پیوند برابر $2M_p/V_p$ باشد، حداکثر دوران غیرالاستیک تیر پیوند نسبت به ناحیه خارج از آن، برای زلزله طرح به چه مقداری محدود می‌شود؟ (تغییرمکان جانبی نسبی طبقه برابر با تغییر مکان جانبی نسبی طرح فرض شود) (آبان ۹۳)

الف) 0.048 رادیان ب) 0.064 رادیان ج) 0.044 رادیان د) 0.056 رادیان

پاسخ:

$$1.6\frac{M_p}{V_p} < e = 2\frac{M_p}{V_p} < 2.6\frac{M_p}{V_p}$$

$$\Rightarrow \quad \gamma_p \le 0.04\left(4.4 - 1.5e\frac{V_p}{M_p}\right)^{rad} = 0.04\left(4.4 - 1.5\times 2\frac{M_p}{V_p}\times\frac{V_p}{M_p}\right)^{rad} = 0.056^{rad}$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مثال) تیر پیوند قاب مهاربندی شده واگرا دارای مقطع I شکل متقارن بوده و هر بال آن دارای مقطع 200x12 mm و جان آن دارای مقطع 400x10 mm است. اگرنیروی محوری در تیر پیوند ناچیز باشد، حداکثر دوران غیرارتجاعی مجاز تیر پیوند به طول 1100 mm نسبت به ناحیه خارج از آن برحسب رادیان به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ (بهمن ۹۷)

الف) 0.02 رادیان ب) 0.04 رادیان ج) 0.06 رادیان د) 0.08 رادیان

پاسخ:

$$Z = 2[200 \times 12 \times 206 + 200 \times 10 \times 100] = 1388800\ mm^3$$

$$M_p = ZF_y \qquad V_p = 0.6F_yA_{wl}$$

$$1.6\frac{M_p}{V_p} = 1.6\frac{1388800F_y}{0.6F_y(400 \times 10)} = 925\ mm$$

$$2.6\frac{M_p}{V_p} = 2.6\frac{1388800F_y}{0.6F_y(400 \times 10)} = 1504\ mm \quad \Rightarrow 1.6\frac{M_p}{V_p} < e = 1100 < 2.6\frac{M_p}{V_p}$$

$$\gamma_p \le 0.04\left(4.4 - 1.5e\frac{V_p}{M_p}\right)^{rad} = 0.04\left(4.4 - 1.5 \times 1100 \times \frac{0.6F_y(400 \times 10)}{1388800F_y}\right)^{rad}$$

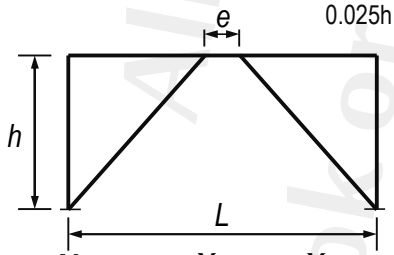
$$= 0.062^{rad}$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مثال) در یک قاب ساختمانی یک طبقه با مهاربندی واگرای ویژه فولادی مطابق شکل، طول تیر پیوند برابر $e = 2\frac{M_p}{V_p}$ می‌باشد. حداکثر مقدار قابل قبول تغییر مکان جانبی نسبی طرح طبقه (که برابر با تغییرمکان جانبی نسبی طبقه فرض می‌شود) چقدر می‌تواند باشد؟ (مهر ۹۸)

الف) 0.011h ب) 0.015h ج) 0.020h د) 0.025h



پاسخ:

$$1.6\frac{M_p}{V_p} < e = 2\frac{M_p}{V_p} < 2.6\frac{M_p}{V_p}$$

$$\Rightarrow \quad \gamma_p \le 0.04\left(4.4 - 1.5e\frac{V_p}{M_p}\right)^{rad} = 0.04\left(4.4 - 1.5 \times 2\frac{M_p}{V_p} \times \frac{V_p}{M_p}\right)^{rad} = 0.056^{rad}$$

$$\gamma_p = \frac{L}{e}\theta_p = \frac{L}{e}\frac{\Delta_p}{h} \quad \Rightarrow \Delta_p = \frac{e\gamma_p h}{L} = \frac{0.2L \times 0.056 \times h}{L} = 0.011h$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

آیا برنامه ETABS کنترل دوران بین تیر پیوند و تیر خارج از تیر پیوند را انجام می‌دهد؟

بله. بعد از طراحی با کلیک راست روی تیر پیوند (یا تیر خارج از تیر پیوند) و انتخاب گزینه Details، مقدار دوران تیر پیوند و مقدار حد مجاز آن نمایش داده می‌شود. در صورت بیشتر شدن مقدار دوران، پیام خطایی صادر می‌شود.

دوران موجود — ترکیب بار — طول تیر پیوند

Link Beam Rotation Information

Link Rotation	Load Combo	Limit Rotation	Bay Length (cm)	Link Length (cm)
0.001	DStlS9	0.073	500	70

دوران مجاز — طول دهانه مهاربندی شده

```
DSt1S12      173.600    3.523(T) =   0.925 +   2.598 +   0.000      0.798      0.000
DSt1S12      215.000    4.276(T) =   0.925 +   3.351 +   0.000      0.843      0.000
DSt1S12      215.000 Link Rotaion is too high
DSt1S12      250.000 Link Rotaion is too high
DSt1S12      285.000 Link Rotaion is too high
```

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

تنظیمات خاص برنامه ETABS برای کنترل دوران بین تیر پیوند و تیر خارج از تیر پیوند چیست؟

۱) تنظیم نوع قاب

۲) ضریب اهمیت

۳) ضریب بزرگنمایی جابجایی

Steel Frame Design Preferences for AISC 360-16

	Item	Value
01	Design Code	AISC 360-16
02	Multi-Response Case Design	Step-by-Step - All
03	Framing Type	EBF
04	Seismic Design Category	D
05	Importance Factor	1
06	Design System Rho	1
07	Design System Sds	0
08	Design System R	8
09	Design System Omega0	3
10	Design System Cd	4
	Design Provisio	LRFD

The story drift is calculated as

$$\Delta = \frac{\Delta_s C_d}{I}$$

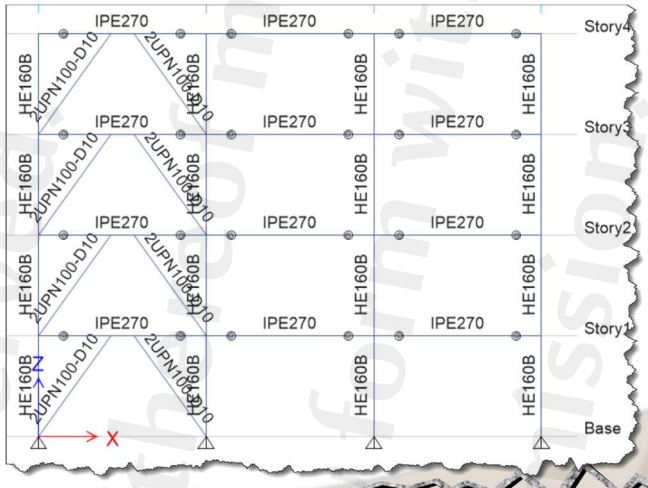
where Cd is a System Deflection Amplification Factor and I is the system Importance Factor.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مثال) قاب چهارطبقه زیر را در نظر بگیرید. مقطع تمام تیرها IPE270 است. تحت ترکیب‌بار Comb1 بصورت زیر، دوران تیر پیوند را در نرم افزار کنترل و بصورت دستی بررسی نمایید. سازه بصورت دو بعدی مدلسازی شده است.

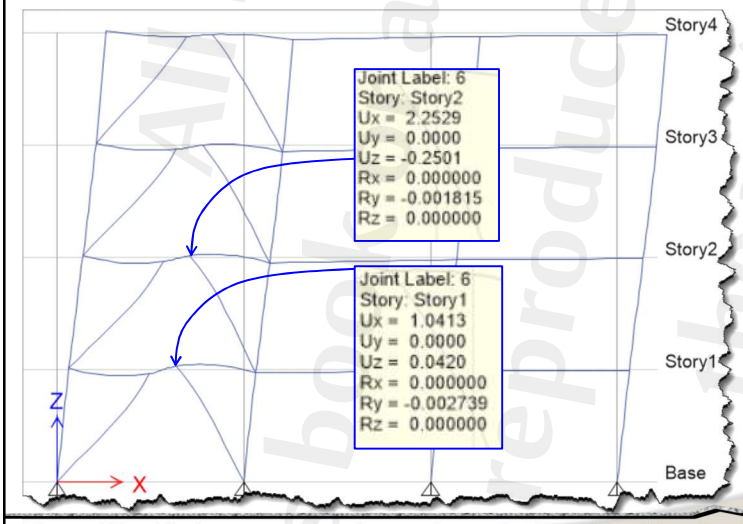
Comb1: 1.2D+1.0L+Ex



صفحه ۵۹۳ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

از مسیر Display menu > Deformed Shape جابجایی قاب تحت ترکیب بار Comb1 مشاهده شود. در اینجا کنترل دوران فقط برای طبقه دوم انجام می‌شود.



$$\Delta_2 = \frac{(\Delta_{s2} - \Delta_{s1})C_d}{I}$$

$$\Delta_2 = \frac{(2.25 - 1.04)4.0}{1}$$

$$= 4.84\ cm$$

صفحه ۵۹۴ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

برای IPE270 داریم:

$$M_p = ZF_y = 484\ \text{cm}^3 \times 2400\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 10^{-3} = 1161.6^{t-cm}$$

$$V_p = 0.6F_y(d - 2t_f)\ t_w$$

$$= 0.6 \times 2400\frac{kg}{cm^2} \times (27 - 2 \times 1.02) \times 0.66 \times 10^{-3} = 23.7^{t}$$

$$e = 70\ cm \le 1.6\frac{M_p}{V_p} = 1.6 \times \frac{1161.6^{t-cm}}{23.7^{t}} = 78.4\ cm$$

$$\gamma_p = \frac{L}{e}\theta_p = \frac{500}{70} \times \frac{4.84}{300} = 0.115$$

چیزی که برنامه گزارش داده است:

Link Beam Rotation Information

Link Rotation	Load Combo	Limit Rotation	Bay Length (cm)	Link Length (cm)
0.106	Comb1	0.08	500	70

صفحه ۵۹۵ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

- همانطور که دیده شد، ETABS مقدار دوران تیر پیوند را حدود ۱۰٪ کمتر برآورد می‌کند. پیشنهاد می‌شود، برای پوشش این خطا، مقدار C_d معرفی شده به برنامه ۱۰٪ افزایش داده شود.

- آیا کاهش سختی در روش مستقیم، باید در تعیین دوران تیر پیوند بکار گرفته شود؟

11	Design Provision	LRFD
12	Analysis Method	Direct Analysis
13	Second Order Method	General 2nd Order
14	Stiffness Reduction Method	No Modification
15	Add Notional Load cases into seismic combos?	No

صفحه ۵۹۶ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

سخت کننده‌های تیر پیوند

تیرهای پیوند باید با سخت کننده در محل اتصال انتهای مهاربند به تیر و نیز تعدادی سخت کننده میانی در طول تیر پیوند تقویت شوند. مشخصات این سخت کننده‌ها باید براساس ضوابط بندهای زیر در نظر گرفته شوند:

سخت کننده‌های تیرهای پیوند با مقطع I شکل

تیرهای پیوند باید با سخت کننده در محل اتصال انتهای مهاربند به تیر تقویت شوند. این سخت کننده‌ها باید به صورت یک جفت در دو طرف جان و در تمام ارتفاع آن تعبیه گردند. پهنای هریک از این سخت کننده‌ها نباید از $(b_f-2t_w)/2$ و ضخامت آنها نباید از $0.75t_w$ یا ۱۰ میلیمتر (هرکدام بزرگتر باشد)، کمتر انتخاب شود که در آن، b_f پهنای بال تیر پیوند و t_w ضخامت جان مقطع تیر پیوند است.

در شرایط زیر تیر پیوند باید دارای سخت کننده‌های میانی نیز باشد:

۱- در مواردی که طول تیر پیوند کوچکتر یا مساوی $1.6M_p/V_p$ باشد. در اینگونه موارد فاصلهٔ سخت کننده‌های میانی نباید بیشتر از $30t_w-d/5$ برای تیرهای پیوند با زاویهٔ دوران 0.08 رادیان و $52t_w-d/5$ برای تیرهای پیوند با زاویهٔ دوران 0.02 رادیان در نظر گرفته شود. برای تعیین فاصله سخت‌کننده‌های میانی در تیرهای پیوند با زاویهٔ دوران بین دو مقدار 0.02 و 0.08 رادیان می‌توان از درونیابی خطی استفاده نمود.

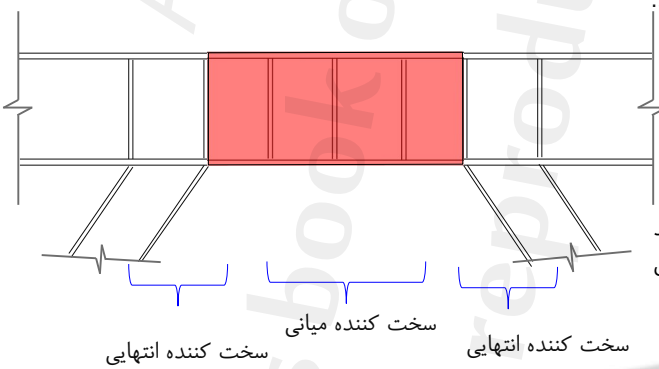
۲- در مواردی که طول تیر پیوند در محدودهٔ $2.6M_p/V_p\le e\le 5M_p/V_p$ باشد، تعبیهٔ یک سخت کننده میانی به فاصله $1.5b_f$ در هر یک از دو انتهای تیر پیوند الزامی است. در مواردی که طول تیر پیوند بزرگتر از $5M_p/V_p$ باشد، تعبیهٔ سخت کننده‌های میانی در طول تیر پیوند الزامی نیست.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

۳- در مواردی که طول تیر پیوند در محدودهٔ $1.6M_p/V_p\le e\le 2.6M_p/V_p$ باشد، تیر پیوند باید دارای سخت کننده‌های میانی باشد. در اینگونه موارد سخت کننده‌های میانی باید الزامات هر دو شرط (۱) و (۲) در فوق را تأمین نمایند.

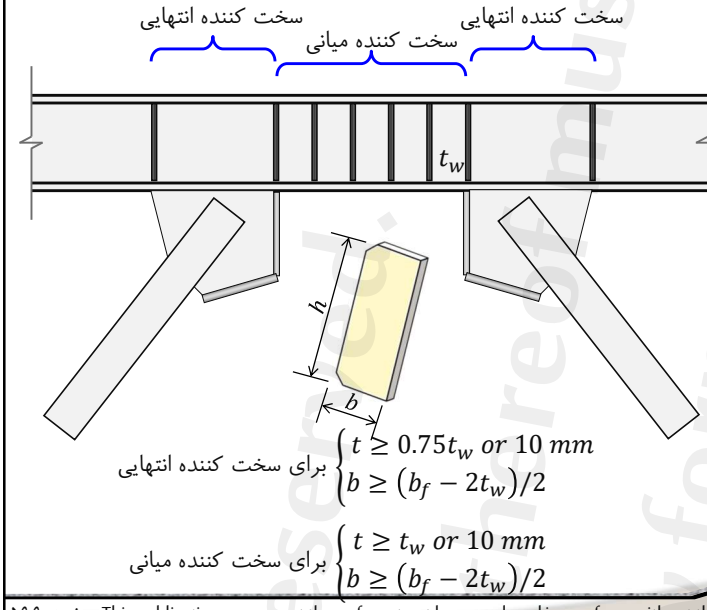
۴- سخت‌کننده‌های موردنیاز برای شرایط (۱) تا (۳) در فوق، باید در تمام ارتفاع تیر پیوند تعبیه شوند. این سخت‌کننده‌ها در تیرهای با ارتفاع ۶۳۰ میلیمتر و بیشتر باید به صورت جفت و در دو سمت جان تعبیه شوند. در تیرهای با ارتفاع کمتر از ۶۳۰ میلیمتر می‌توان این سخت کننده‌ها را به صورت تکی و در یک سمت جان تیر پیوند تعبیه نمود. پهنای هریک از سخت کننده‌های میانی نباید از $(b_f-2t_w)/2$ و ضخامت آنها نباید از t_w یا ۱۰ میلیمتر (هرکدام بزرگتر باشد)، کمتر انتخاب شود.



قرار دادن سخت کننده‌های جان تیر پیوند به سبب جلوگیری از کمانش های موضعی تیر پیوند است.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

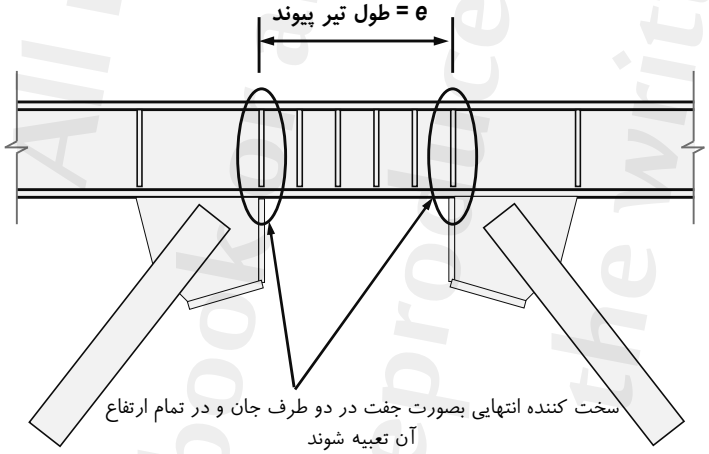


برای سخت کننده انتهایی $\begin{cases} t \geq 0.75t_w \ or \ 10 \ mm \\ b \geq (b_f - 2t_w)/2 \end{cases}$

برای سخت کننده میانی $\begin{cases} t \geq t_w \ or \ 10 \ mm \\ b \geq (b_f - 2t_w)/2 \end{cases}$

صفحه ۵۹۹ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



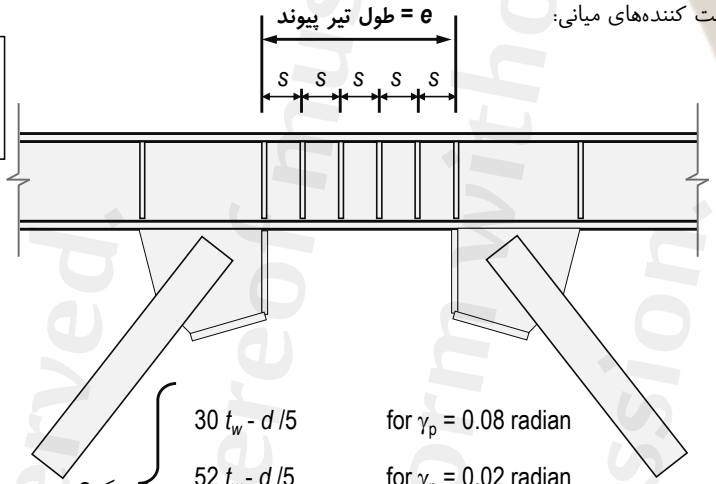
صفحه ۶۰۰ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

سخت کننده‌های میانی:

$e \le 1.6\, M_p / V_p$

جاری شدن تیر پیوند در برش



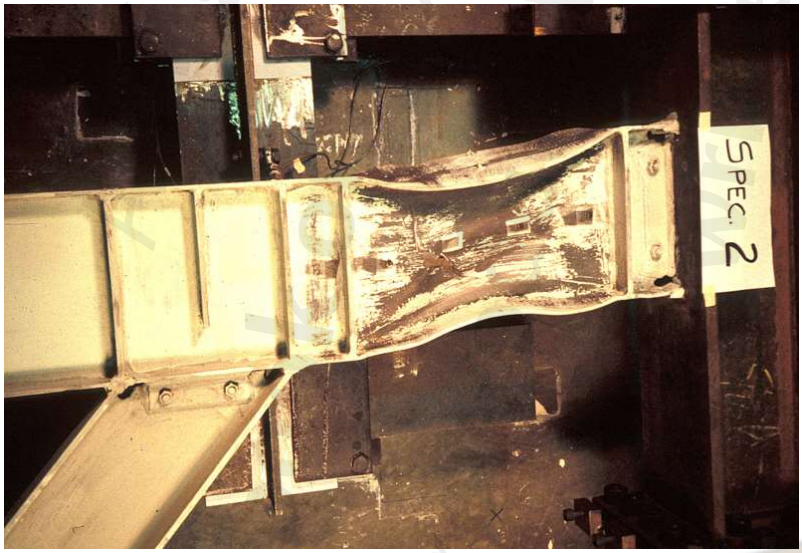
t_w = link web thickness

d = link depth

$$s \le \begin{cases} 30\, t_w - d/5 & \text{for } \gamma_p = 0.08 \text{ radian} \\ 52\, t_w - d/5 & \text{for } \gamma_p = 0.02 \text{ radian} \\ \text{درونیابی خطی} & \text{for } 0.02 < \gamma_p < 0.08 \text{ radian} \end{cases}$$

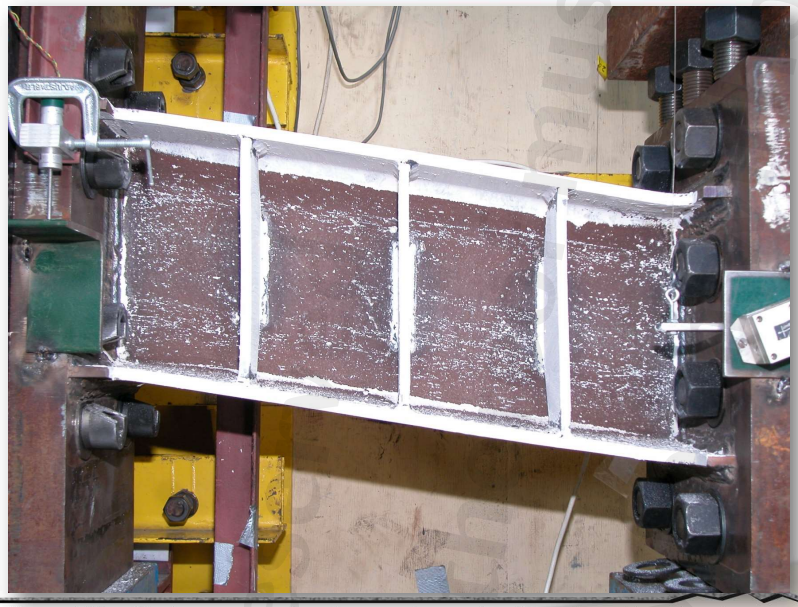
صفحه ۶۰۱ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



صفحه ۶۰۲ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

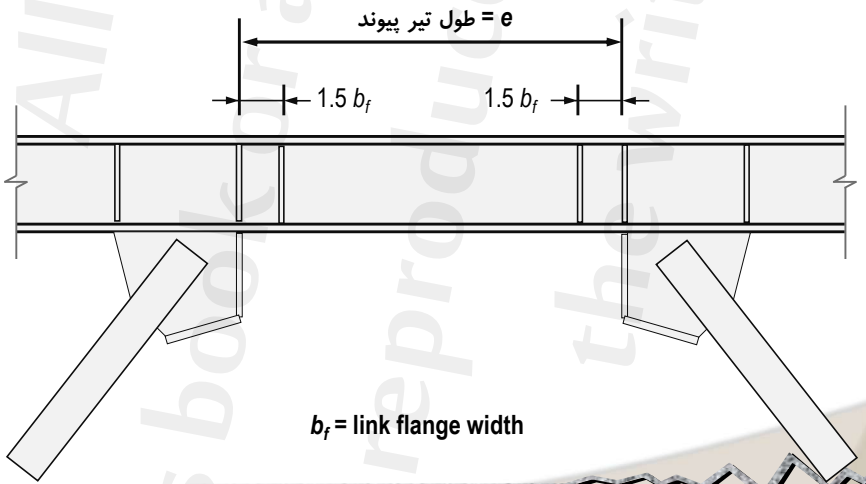
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



صفحه ۶۰۳ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

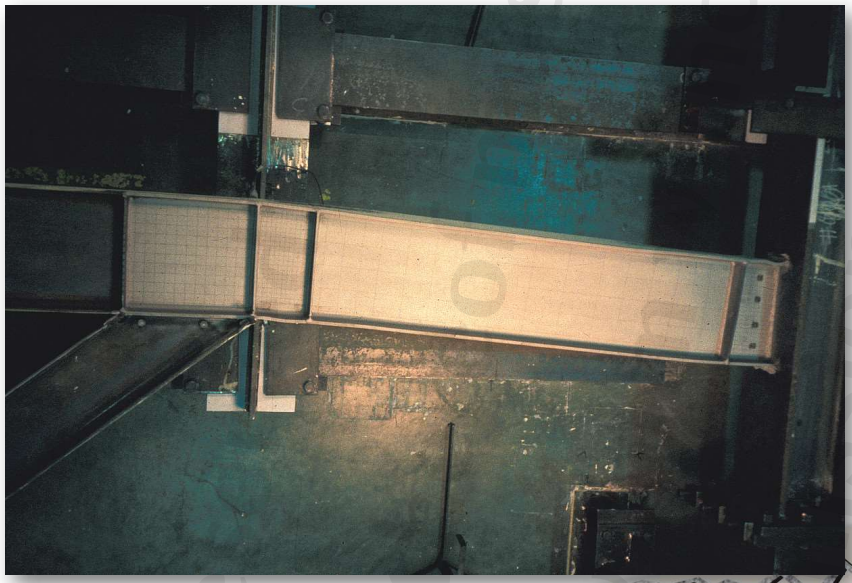
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

$2.6\ M_p / V_p \leq e \leq 5\ M_p / V_p$
جاری شدن خمشی تیر پیوند



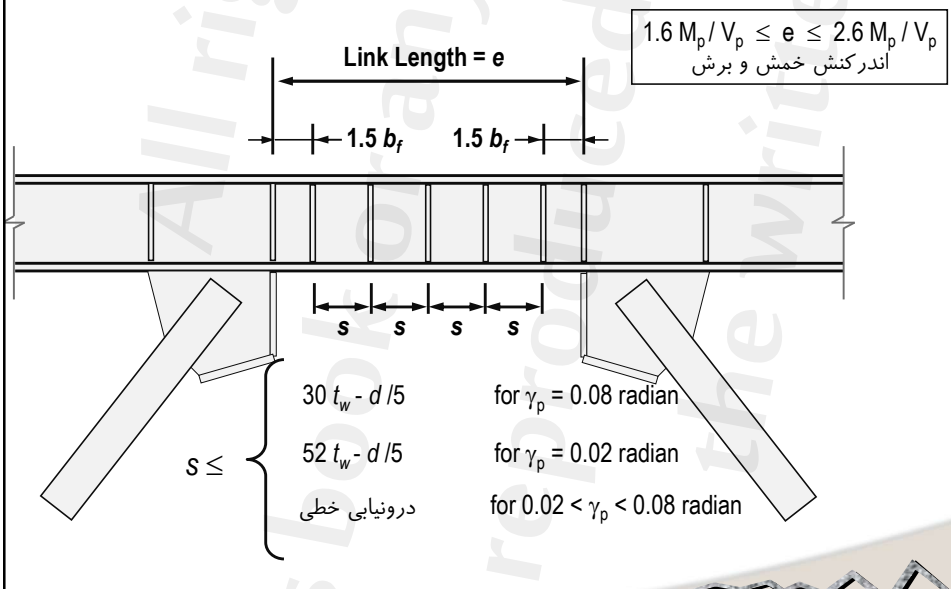
صفحه ۶۰۴ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



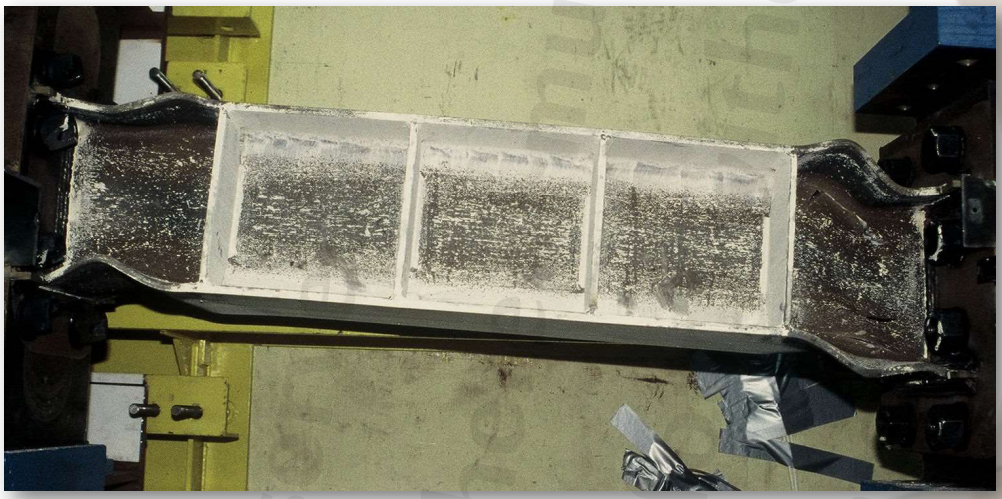
صفحه ۶۰۵ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



صفحه ۶۰۶ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



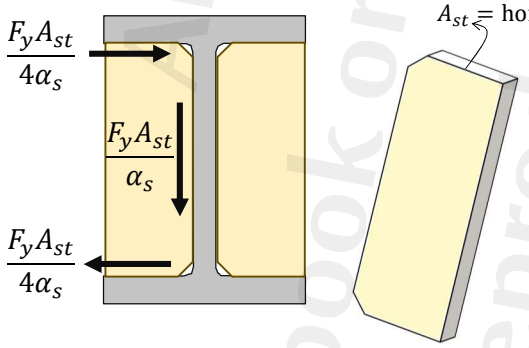
صفحه ۶۰۷ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

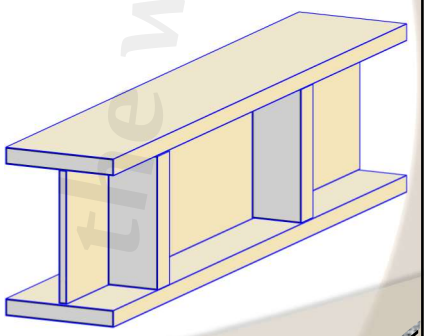
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

اتصال سخت کننده‌ها به بال و جان تیر پیوند I شکل

اتصال سخت کننده‌ها به بال و جان تیر پیوند باید توسط جوش گوشه برقرار شود. نیروی مورد نیاز طراحی جوش سخت کننده به بال و جان در شکل زیر نشان داده شده است.

A_{st} = horizontal cross–sectional area of the link stiffener





α_s is the LRFD-ASD force level adjustment factor = 1.0 for LRFD and 1.5 for ASD.

صفحه ۶۰۸ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

سخت کننده‌های تیرهای پیوند با مقطع قوطی شکل

تیرهای پیوند با مقطع قوطی شکل باید با سخت کننده در محل اتصال انتهای مهاربندی به تیر تقویت شوند. این سخت کننده‌ها باید در یک سمت هر یک از جان‌ها و در تمام ارتفاع آن تعبیه گردند و اتصال آنها به هریک از جان‌ها از داخل یا خارج مقطع قوطی شکل مجاز است. پهنای هریک از این سخت کننده‌ها نباید از b/2 و ضخامت آنها نباید از $0.75t_w$ یا ۱۲ میلیمتر (هرکدام بزرگتر باشد)، کمتر انتخاب شود که در آن، b پهنای داخلی بال مقطع تیر پیوند و t_w ضخامت هریک از جان‌های مقطع تیر پیوند است.

در شرایط زیر تیر پیوند با مقطع قوطی شکل باید دارای سخت کننده‌های میانی نیز باشد:

۱- در مواردی که طول تیر پیوند کوچکتر یا مساوی $1.6M_p/V_p$ بوده و جان‌ها دارای نسبت ارتفاع به ضخامت (h/t_w) بزرگتر یا مساوی $0.67\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}$ باشند. در اینگونه موارد فاصلهٔ سخت کننده‌های میانی نباید بیشتر از $20t_w-0.125(d-2t_f)$ در نظر گرفته شود.

۲- در مواردی که طول تیر پیوند کوچکتر یا مساوی $1.6M_p/V_p$ بوده و جان‌ها دارای نسبت ارتفاع به ضخامت (h/t_w) کوچکتر از $0.67\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}$ باشند، تعبیهٔ سخت کننده‌های میانی در طول تیر پیوند الزامی نیست.

۳- در مواردی که طول تیر پیوند بزرگتر از $1.6M_p/V_p$ باشد، تعبیهٔ سخت کننده‌های میانی در طول تیر پیوند الزامی نیست.

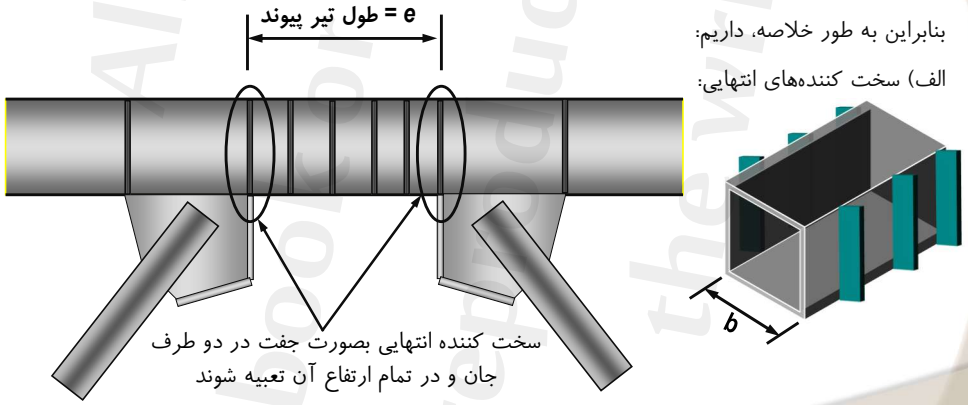
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

سخت کننده‌های میانی باید در تمام ارتفاع جان تیر پیوند تعبیه شوند و اتصال آنها به هریک از جان‌ها از داخل یا خارج مقطع قوطی شکل مجاز است. اتصال سخت کننده‌های انتهایی و میانی داخلی به بال‌های مقطع قوطی شکل الزامی نبوده و باید از طریق جوش به جان‌های مقطع تیر پیوند انجام شود ولی اتصال سخت کننده‌های انتهایی و میانی خارجی به بال‌های مقطع قوطی شکل الزامی است.

بنابراین به طور خلاصه، داریم:

الف) سخت کننده‌های انتهایی:



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

خلاصه سخت کننده‌های میانی:

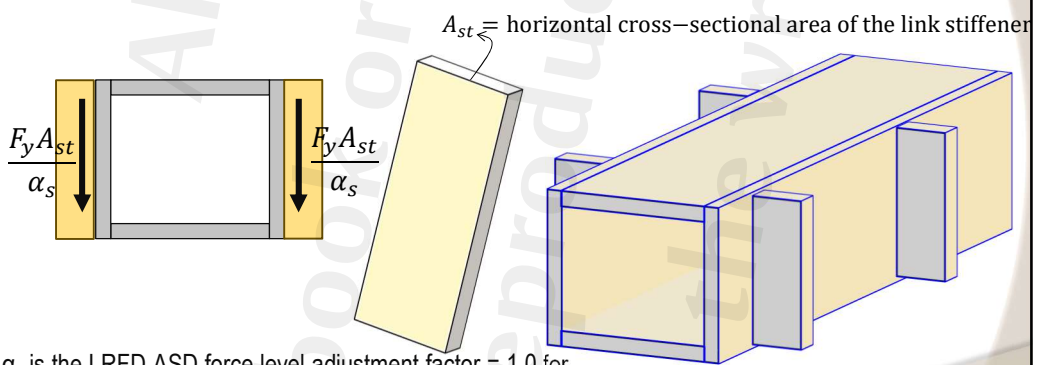
$$e < 1.6\frac{M_p}{V_p} \quad \rightarrow \quad \begin{cases} \dfrac{h}{t_w} \geq 0.67\sqrt{\dfrac{E}{R_y F_y}} & \Rightarrow \quad s \leq \left(20t_w - \dfrac{1}{8}(d - 2t_f)\right) \\ \dfrac{h}{t_w} < 0.67\sqrt{\dfrac{E}{R_y F_y}} & \Rightarrow \quad \text{No intermediate web stiffeners are required.} \end{cases}$$

صفحه ۶۱۱ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

اتصال سخت کننده‌ها به بال و جان تیر پیوند قوطی شکل

اتصال سخت کننده‌ها به جان تیر پیوند باید توسط جوش گوشه برقرار شود. نیروی مورد نیاز طراحی جوش سخت کننده به بال در شکل زیر نشان داده شده است.



α_s is the LRFD-ASD force level adjustment factor = 1.0 for LRFD and 1.5 for ASD.

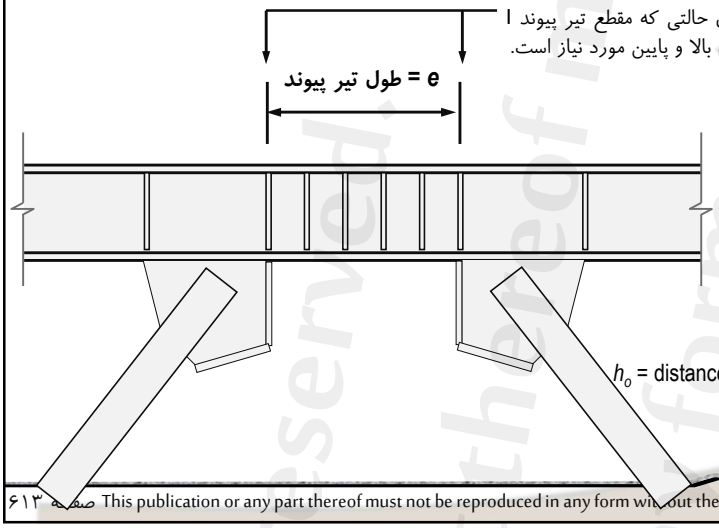
صفحه ۶۱۲ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مهار جانبی تیر پیوند

در دو انتهای تیر پیوند میانی و انتهای منتهی به مهاربند تیر پیوند کناری با مقطع I شکل در بال‌های فوقانی و تحتانی باید مهارهای جانبی تعبیه شود. مهارهای جانبی باید دارای مقاومت موجود و سختی کافی مطابق ضوابطی که در بند ۱۰-۳-۲-۸-۳ برای مکان‌های مورد انتظار مفصل پلاستیک الزام شده است، باشند.

مهارهای جانبی برای حالتی که مقطع تیر پیوند I شکل باشد، برای بال بالا و پایین مورد نیاز است.



نیروی طراحی مهار جانبی

$$P_b = 0.06\frac{[R_y F_y Z]_{Link}}{\alpha_s h_o}$$

h_o = distance between link flange centroids

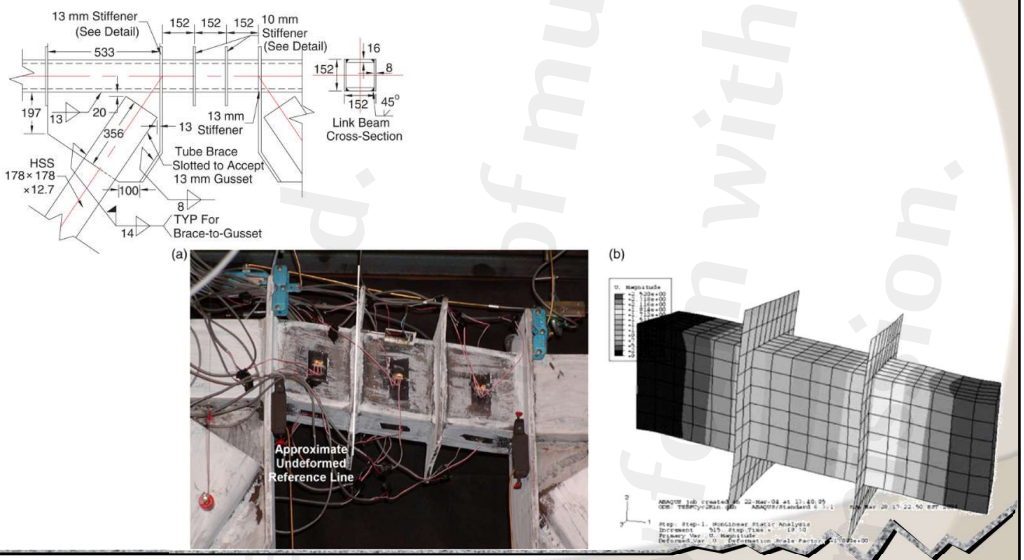
صفحه ۶۱۳ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

صفحه ۶۱۴ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

در صورت استفاده از تیر پیوند با مقطع باکس، نیازی به مهار جانبی نیست (Berman and Bruneau, 2007).



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مهاربندها، ستون‌ها و تیرهای خارج از ناحیهٔ تیر پیوند

در قاب‌های مهاربندی شده واگرا مقاومت موردنیاز اعضای مهاربندی و اتصالات آنها، ستون‌ها و تیرهای خارج از ناحیهٔ تیر پیوند باید براساس نیروی زلزلهٔ محدود به ظرفیت (E_{cl}) که در تیرهای پیوند ایجاد می‌گردد، تعیین شوند. برای این منظور این مقاومت‌های موردنیاز باید براساس تحلیلی که تحت اثر بارهای ثقلی (با ضرایبی که در حضور نیروی زلزله مورد استفاده قرار می‌گیرند) و اثرات لرزه‌ای که موجب ایجاد برشی برابر $1.25R_yV_n/\alpha_s$ در تیرهای پیوند با مقطع I شکل و $1.4R_yV_n/\alpha_s$ در تیرهای پیوند با مقطع قوطی شکل و نیروهای نظیر آنها در دو انتهای تیر پیوند می‌شود، با رعایت استثناهای زیر، تعیین شود؛ که در آن V_n مقاومت برشی اسمی تیر پیوند مطابق ضوابط بخش ۱۰-۳-۴-۳-۵-۲-ب، R_y نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد تیر پیوند و α_s برابر 1.0 در LRFD و برابر 1.5 در ASD است.

استثناها:

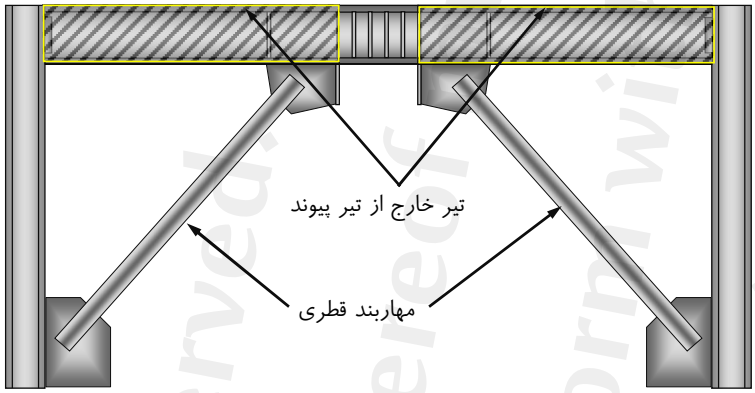
۱- در طراحی تیرهای خارج از ناحیهٔ تیر پیوند می‌توان اثرات لرزه‌ای ناشی از نیروی برشی و لنگر خمشی مذکور را با ضریب 0.88 کاهش داد.

۲- در تحلیل مذکور می‌توان از لنگرهای خمشی ناشی از تغییرمکان جانبی نسبی طبقه صرفنظر نمود. درصورتیکه ستون در فاصلهٔ بین دو انتهای خود تحت اثر نیروی جانبی قرار بگیرد، در تعیین مقاومت‌های موردنیاز مذکور باید آثار لنگر خمشی ناشی از این نیروی جانبی در نظر گرفته شود.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

هدف اصلی از این بند، آن است که بقیه اجزای قاب از جمله تیر خارج از تیر پیوند و مهاربندها در محدوده ارتجاعی بمانند.



The required strength of diagonal braces and their connections, beams outside links, and columns shall be determined using the capacity-limited seismic load effect.

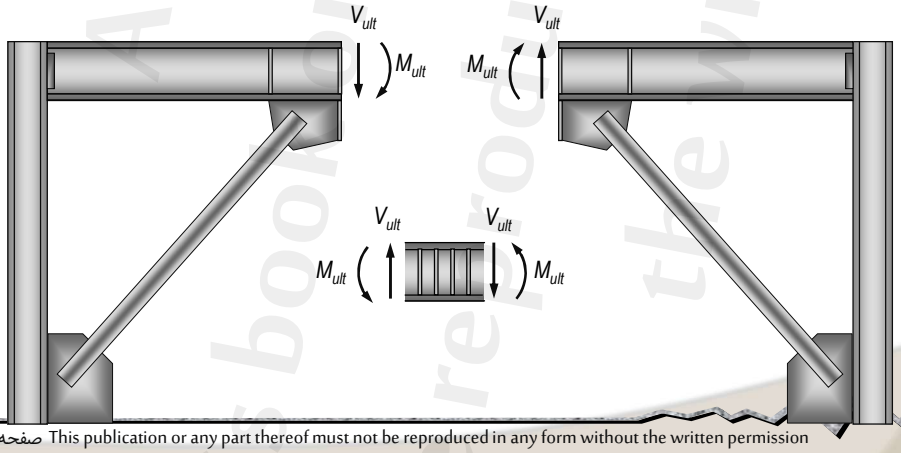
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

بنابراین به طور خلاصه برای طراحی تیرخارج از تیر پیوند، با حذف تیر پیوند، ظرفیت‌های آن را قرار داده و نیرویی که به بقیه اجزا وارد می‌شود، را ملاک طراحی آنها قرار می‌دهیم.

for I-Shaped Sections Take $V_{ult} = 1.25\, R_y\, V_n$

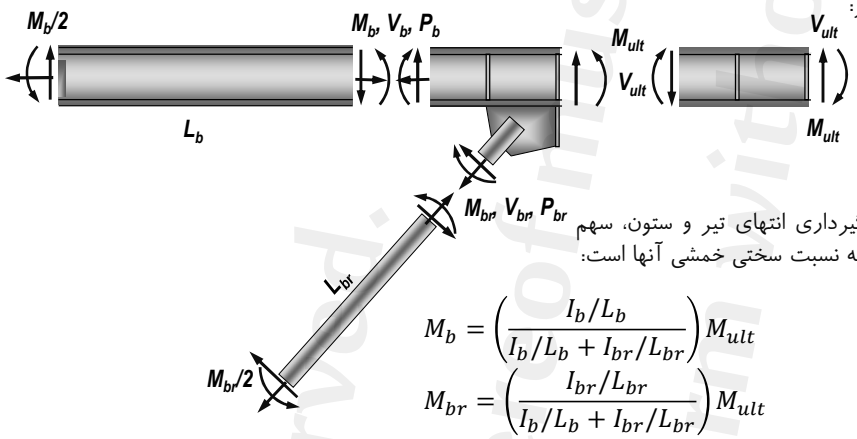
for Box Sections Take $V_{ult} = 1.4\, R_y\, V_n$



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

با توجه به برش زیر:



در صورت فرض گیرداری انتهای تیر و ستون، سهم لنگر تیر و مهاربند به نسبت سختی خمشی آنها است:

$$M_b = \left(\frac{I_b/L_b}{I_b/L_b + I_{br}/L_{br}}\right) M_{ult}$$

$$M_{br} = \left(\frac{I_{br}/L_{br}}{I_b/L_b + I_{br}/L_{br}}\right) M_{ult}$$

با نوشتن معادله تعادل برای تیر خارج از تیر پیوند و با توجه به اینکه یک دوم لنگر به گره دور منتقل می‌شود، داریم:

$$V_b = \frac{1.5 M_{ult}}{L_b}$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

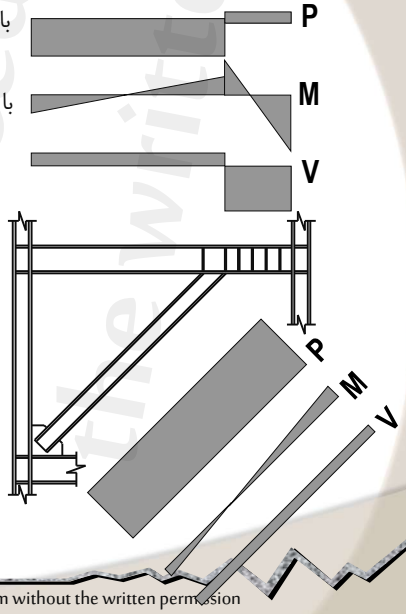
با نوشتن معادله تعادل قائم نیرو در گره اتصال

$$P_{br} = \frac{V_{ult} + V_b}{\sin\theta}$$

با نوشتن معادله تعادل افقی نیرو در گره اتصال

$$P_b = P_{br}\cos\theta = \frac{V_{ult} + V_b}{\tan\theta}$$

* معمولاً انتهای مهاربند بصورت گیردار در نظر گرفته می‌شود.



for I-Shaped Sections Take $V_{ult} = 1.25\, R_y\, V_n$

for Box Sections Take $V_{ult} = 1.4\, R_y\, V_n$

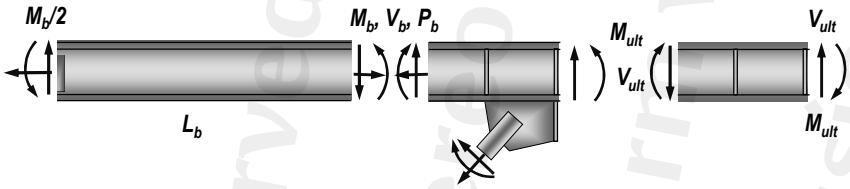
V_n = link nominal shear strength = lesser of V_p or $2\, M_p / e$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

برای تیر خارج از تیر پیوند، نیروی ظرفیتی بدست آمده از ظرفیت تیر پیوند را می‌توان در 0.88 ضرب نمود.

- در محاسبات طراحی ظرفیتی اجزای خارج از تیر پیوند، می‌توان از خمش ایجاد شده ناشی از جابجایی نسبی قاب صرف نظر کرد.



$$M_b = 0.88\left(\frac{I_b/L_b}{I_b/L_b + I_{br}/L_{br}}\right)M_{ult}$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

برنامه ETABS طراحی ظرفیتی مهاربندها، ستون‌ها و تیرهای خارج از تیر پیوند را انجام می‌دهد؟

بله. برنامه طراحی این اجزا را با بزرگنمایی نیروهای داخلی این اجزا، در نسبت ظرفیت مورد انتظار به نیروی طراحی تیر پیوند، طراحی می‌کند.

The brace strength is checked the brace forces corresponding to the amplified controlling link beam nominal shear strength $1.25R_yV_n$ for I-Shapes and $1.4R_yV_n$ for Box shapes (AISC 341-16 F3.3). The controlling link beam nominal shear strengths are obtained by the process described earlier (AISC 341-16 F3.5b(1))

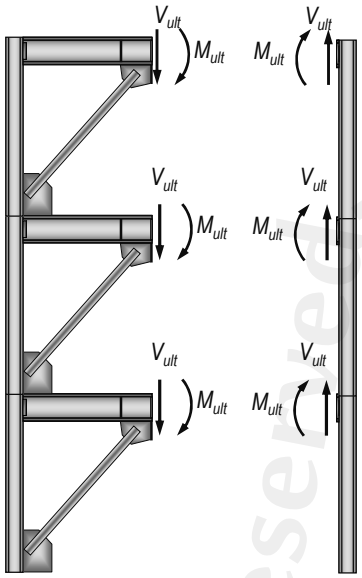
For load combinations including seismic effects, a load Q1 is substituted for the term E, where Q1 is defined as axial forces and moments generated by at least 1.25 R_yV_n for I-Shapes and 1.4 R_yV_n for Box shapes, where V_n is the nominal shear strength of the link beam (AISC 341-16 15.6a).

(AISC 341-Part I 15.6a, 15.2b: 1.25 * Q1 replaces E, Q1 leads to link shear of Ry*Vn);

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



* ستون‌ها را بایستی برای حداکثر نیروی ایجاد شده مورد انتظار توسط تیرهای پیوند طراحی نمود:

for I-Shaped Sections Take $V_{ult} = 1.25\, R_y\, V_n$

for Box Sections Take $V_{ult} = 1.4\, R_y\, V_n$

V_n = link nominal shear strength = lesser of V_p or $2\, M_p / e$

صفحه ۶۲۳ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

جوش‌های بحرانی لرزه‌ای

در قاب‌های مهاربندی شدهٔ واگرا جوش‌های زیر به عنوان جوش بحرانی لرزه‌ای محسوب می‌شوند و باید الزامات بند ۱۰-۳-۲-۱-۶-ب را برآورده نمایند:

الف) جوش شیاری در وصله‌های ستون

ب) جوش‌های اتصال ستون به کف ستون.

استثناء: درصورتیکه آزمایش‌ها یا تحلیل‌ها نشان دهند که امکان تشکیل مفاصل پلاستیک در پای ستون یا در نزدیکی آن وجود ندارد و ضمناً تحت اثر ترکیبات بارگذاری شامل زلزلهٔ تشدیدیافته در پای ستون برکنش محتمل نیست، جوش‌های این اتصال می‌توانند بحرانی لرزه‌ای محسوب نشوند.

پ) جوش‌های اتصال تیر به ستون که الزامات بخش ۱۰-۳-۴-۳-۶-۲ بند (پ) را تأمین می‌کنند.

ت) جوش‌های اتصال بال‌ها و جان تیر پیوند به ستون برای تیرهای پیوند متصل به ستون

ث) جوش‌های اتصال جان تیر پیوند ساخته شده از ورق به بال‌ها

صفحه ۶۲۴ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

اتصالات تیرهای خارج از ناحیهٔ پیوند به ستون

اتصالات تیرهای خارج از ناحیهٔ تیر پیوند به ستون باید دارای شرایط زیر باشند.

در قاب‌های مهاربندی شدهٔ واگرا اگر اتصال ورق گاست (ورق اتصال) هم به تیر و هم به ستون صورت گیرد، در این صورت اتصال تیر به ستون باید مطابق یکی از حالت‌های زیر باشد

الف) پیکربندی اتصال مطابق ضوابط بند ۱۰-۲-۹-۱-۲ به صورت یک اتصال ساده (مفصلی) باشد به نحوی‌که حداقل 0.025 رادیان قابلیت دوران داشته باشد.

ب) پیکربندی اتصال به صورت یک اتصال گیردار باشد و مقاومت خمشی موردنیاز اتصال که باید همراه با مقاومت‌های موردنیاز اتصال مهاربندها در نظر گرفته شود، حداقل برابر کوچکترین دو مقدار زیر باشد:

۱- حداکثر مقاومت خمشی مورد انتظار تیر برابر $1.1R_yM_p/\alpha_s$ است، که در آن M_p برابر لنگر پلاستیک مقطع تیر، R_y برابر نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد تیر و مقدار α_s برابر 1.0 در LRFD و برابر 1.5 در ASD است.

۲- مجموع حداکثر مقاومت خمشی مورد انتظار ستون‌های بالا و پایین اتصال برابر $1.1(\Sigma R_yF_yZ)/\alpha_s$ است که در آن Z برابر اساس مقطع پلاستیک مقطع ستون، R_y برابر نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد ستون، F_y برابر تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد ستون و مقدار α_s برابر 1.0 در LRFD و برابر 1.5 در ASD است.

پ) اتصال تیر به ستون به صورت یک اتصال صلب خمشی مطابق الزامات اتصالات گیردار در قاب‌های خمشی معمولی طراحی شود.

صفحه ۶۲۵ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

اتصال اعضای مهاربندی

در قاب‌های مهاربندی شده واگرا اتصالات اعضای مهاربندی باید دارای شرایط زیر باشند:

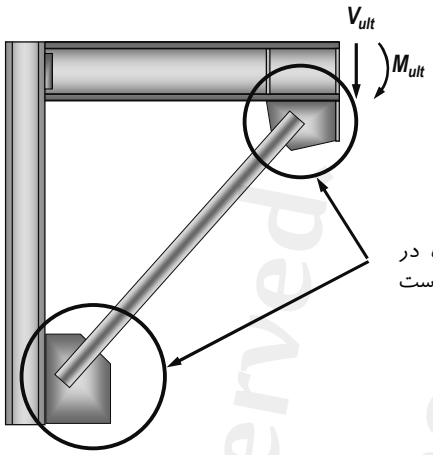
۱- درصورتیکه تیر پیوند به ستون متصل نباشد، اتصالات اعضای مهاربندی می‌توانند به صورت مفصلی یا گیردار طراحی شوند.

۲- درصورتیکه تیر پیوند به ستون متصل باشد، اتصالات اعضای مهاربندی باید به صورت صلب (گیردار کامل) طراحی شوند.

در هر دو حالت فوق مقاومت‌های موردنیاز اتصالات اعضای مهاربندی می‌تواند براساس بزرگترین مقدار از بین نیروهای حاصل از ترکیبات بارگذاری متعارف و نیروهای حاصل از الزامات بند ۱۰-۳-۴-۳-۳ (الزامات طراحی ظرفیتی اجزای خارج از تیر پیوند) در نظر گرفته شود. اگر اتصال اعضای مهاربندی از نوع پیچی و با سوراخ‌های بزرگ شده باشد، در این صورت مقاومت موردنیاز مربوط به حالت حدی لغزش بحرانی نباید از نیروهای ناشی از ترکیبات بارگذاری شامل زلزلهٔ تشدیدیافته (Ω_0E) کمتر در نظر گرفته شود.

صفحه ۶۲۶ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



* اتصال مهاربند بایستی برای P_{br} و M_{br} بدست آمده در روابط قبل (که از روی ظرفیت مورد انتظار تیر پیوند بدست آمده) طراحی شود.

* نیازی به در نظر گرفتن فاصله 2t نیست.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

اتصالات تیرهای پیوند به ستون

اتصالات تیرهای پیوند به ستون باید دارای شرایط زیر باشند:

الف) اتصالات تیرهای پیوند به ستون باید به صورت صلب (گیردار کامل) طراحی شوند.

ب) اتصالات تیرهای پیوند به ستون باید مطابق الزامات بند ۱۰-۳-۴-۳-۴-۱ (دوران مجاز تیر پیوند) توانایی دوران غیرالاستیک تیر پیوند را بدون کاهش مقاومت دارا باشند.

پ) مقاومت برشی مورد نیاز اتصال تیر پیوند به ستون باید حداقل برابر $R_y V_n/\alpha_s$ باشد که در آن، V_n مقاومت برشی اسمی تیر پیوند مطابق الزامات بند ۱۰-۳-۴-۳-۵-۲ب، R_y نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد تیر پیوند و α_s برابر 1.0 در LRFD و برابر 1.5 در ASD است.

ت) مقاومت خمشی موردنیاز اتصال تیر پیوند به ستون باید برابر کوچکترین دو مقدار M_p/α_s و $(eV_n/\alpha_s)/2$ در نظر گرفته شود که در آن M_p لنگر پلاستیک مقطع تیر پیوند، V_n مقاومت برشی اسمی تیر پیوند مطابق الزامات بند ۱۰-۳-۴-۳-۳ و مقدار α_s برابر 1.0 در LRFD و برابر 1.5 در ASD است.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

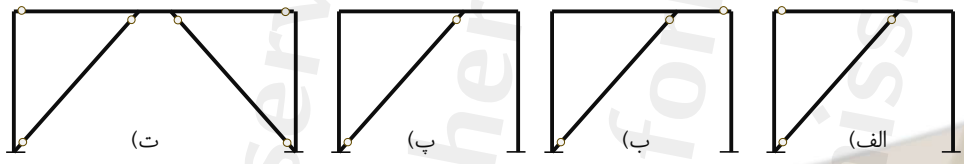
مثال) کدامیک از قاب‌های شکل زیر نمی‌تواند به عنوان قاب مهاربندی شده واگرا در نظر گرفته شود؟

الف) ب

ب) ت

ج) الف

د) پ



صفحه ۶۲۹ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

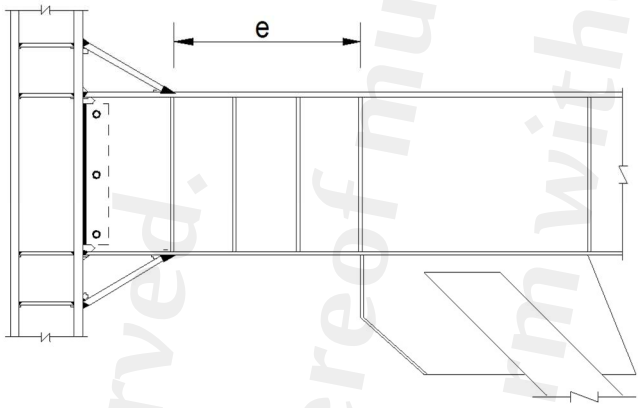
وصلهٔ ستون

وصلهٔ ستون‌ها باید الزامات بند ۱۰-۳-۲-۱۲ (الزامات عمومی وصله ستون) را تأمین نمایند. وصلهٔ مستقیم ستون‌ها باید با استفاده از جوش شیاری با نفوذ کامل انجام شود. وصلهٔ غیرمستقیم ستون‌ها می‌تواند از نوع جوشی یا پیچی باشد. درهرحال مقاومت خمشی موردنیاز وصله‌های غیرمستقیم نباید از $M_{p\,min}/\alpha_s$ و مقاومت برشی مورد نیاز آنها نباید از $(\Sigma M_p)/(\alpha_s H_s)$ کمتر در نظر گرفته شود، که در آن $M_{p\,min}$ لنگر پلاستیک کوچکترین مقطع وصله شوندهٔ ستون، ΣM_p مجموع لنگرهای پلاستیک دو انتهای ستون در طبقهٔ موردنظر، α_s برابر 1.0 در روش LRFD و برابر 1.5 در روش ASD، H_c ارتفاع خالص ستون (فاصلهٔ خالص بین بال تحتانی تیر فوقانی و روی دال بتنی تیر تحتانی در طبقهٔ موردنظر و در صورت عدم وجود دال بتنی سازهای، فاصلهٔ خالص بین بال تحتانی تیر فوقانی و بال فوقانی تیر تحتانی در طبقهٔ موردنظر)

تبصره: در هرحال مقاومت محوری موجود وصلهٔ هر جزء مقطع ستون (بدون در نظر گرفتن آثار لنگر خمشی)، نباید از $R_y F_y b_i t_i/\alpha_s$ کمتر در نظر گرفته شود که در آن R_y نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد ستون F_y تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد ستون، b_i پهنای جزء ستون کوچکتر وصله شونده، t_i ضخامت جزء ستون کوچکتر وصله شونده و α_s برابر 1.0 در روش LRFD و برابر 1.5 در روش ASD است.

صفحه ۶۳۰ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



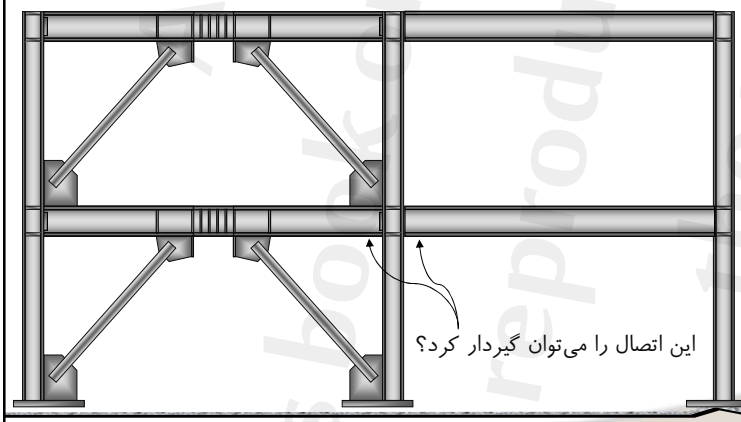
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

* اتصال تیر به ستون در حالتی که تیر پیوند در وسط تیر باشد، می‌تواند مفصلی یا گیردار باشد. لیکن در حالت اتصال تیر پیوند به ستون حتماً بایستی اتصال تیر به ستون گیردار باشد.

("pinned" connection)..... R=6-7 per 2800

("moment" connection).... R=7.5 per 2800



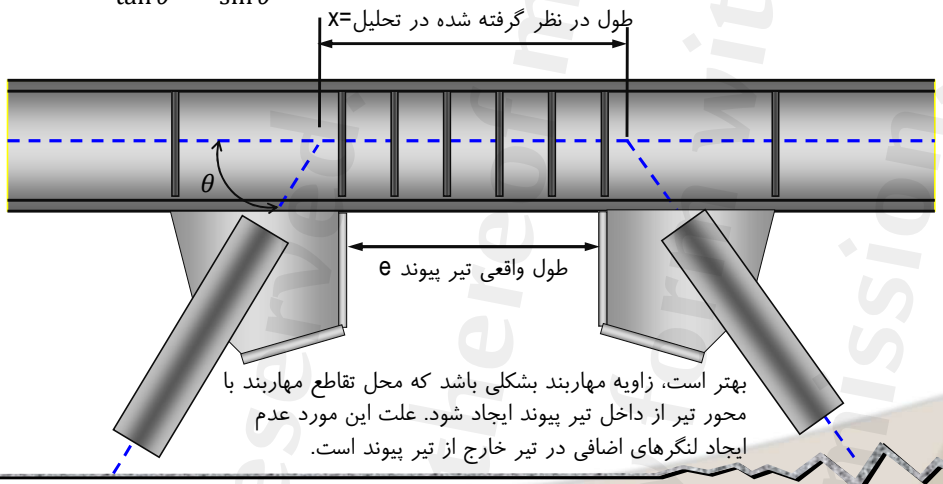
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

* در انتهای طراحی، طول در نظر گرفته شده در تحلیل (تقاطع مهاربند با تیر) و طول واقعی تیر پیوند کنترل شود

$$e = x + \frac{d_{beam}}{\tan\theta} - \frac{d_{brace}}{\sin\theta}$$



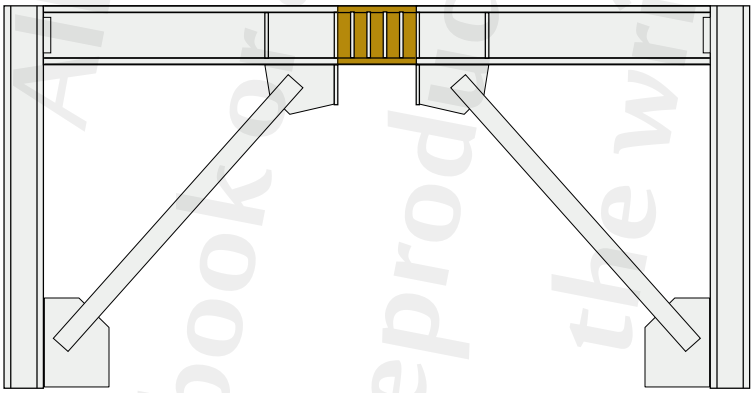
بهتر است، زاویه مهاربند بشکلی باشد که محل تقاطع مهاربند با محور تیر از داخل تیر پیوند ایجاد شود. علت این مورد عدم ایجاد لنگرهای اضافی در تیر خارج از تیر پیوند است.

صفحه ۶۳۳ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

ناحیه حفاظت شده قاب مهاربندی واگرا

در قاب‌های مهاربندی شدهٔ واگرا سرتاسر طول تیر پیوند به عنوان ناحیهٔ حفاظت شده محسوب می‌شود و باید الزامات بند ۱۰-۳-۲-۱۷ (الزامات عمومی ناحیه حفاظت شده) را تأمین نماید



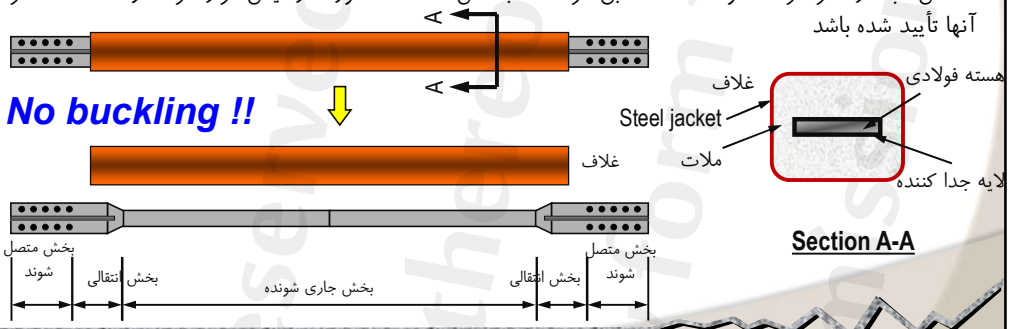
صفحه ۶۳۴ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مقدمه‌ای بر مهاربندهای کمانش‌تاب (BRBF)

قاب‌های مهاربندی‌شده با مهاربندهای کمانش‌تاب (BRBF) به قاب‌هایی گفته می‌شوند که از آنها انتظار تغییرشکل‌های فرا ارتجاعی قابل ملاحظه‌ای از طریق تسلیم هستهٔ فولادی در کشش و فشار تحت اثر نیروی جانبی ناشی از زلزلهٔ طرح می‌رود. این نوع قاب‌ها متشکل از اعضای مهاربندی کمانش‌تاب هستند که به صورت همگرا مورد استفاده قرار می‌گیرند. در این نوع قاب‌ها، فقط پیکربندی‌های قطری و به شکل ۷ یا ۸ مجاز هستند.

در شکل زیر اجزای تشکیل دهندهٔ یک نمونه مهاربند کمانش‌تاب نشان داده شده است. هستهٔ فولادی مهاربند کمانش‌تاب از سه بخش جاری‌شونده، انتقالی و متصل‌شونده تشکیل می‌شود. مهاربندهایی می‌توانند به عنوان مهاربند کمانش‌تاب در نظر گرفته شوند که مطابق الزامات بخش ۱۰-۳-۹ مورد آزمایش قرار گرفته و صحت عملکرد آنها تأیید شده باشد



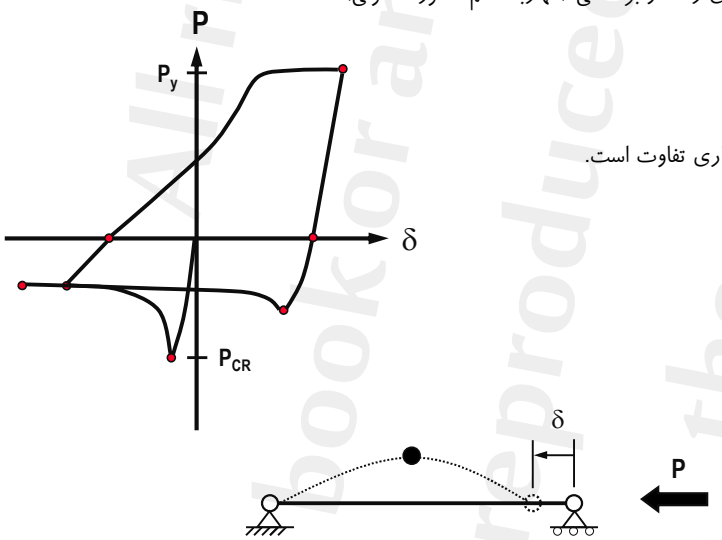
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

رفتار یک عضو محوری تحت بارهای رفت و برگشتی (مهاربند هم محور معمولی):

- در کشش جاری می‌شود.
- در فشار کمانش می‌کند.

در نتیجه بین مقاومت کشش و فشاری تفاوت است.



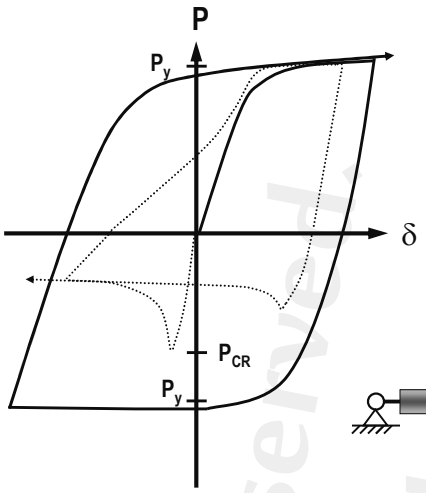
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

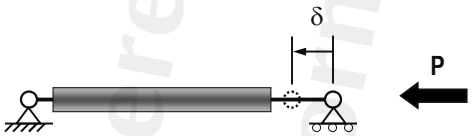
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

رفتار یک عضو محوری کمانش ناپذیر تحت بارهای رفت و برگشتی (مهاربند BRB):

- در کشش جاری می‌شود.
- در فشار جاری می‌شود.

در نتیجه بین مقاومت کشش و فشاری تفاوت نیست.



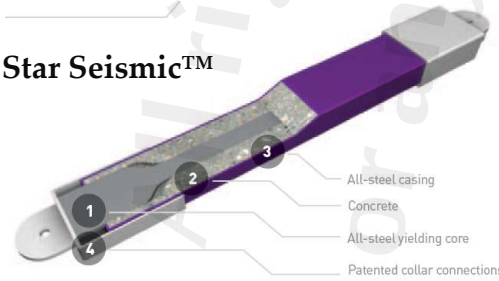


 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

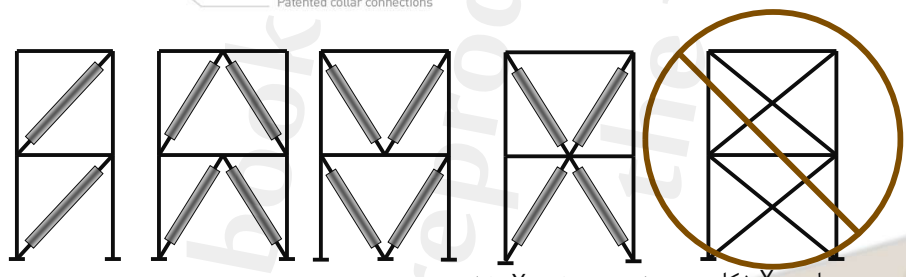
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

نمونه ای از مهاربند BRB ساخت شرکت Star Seismic

Star Seismic™



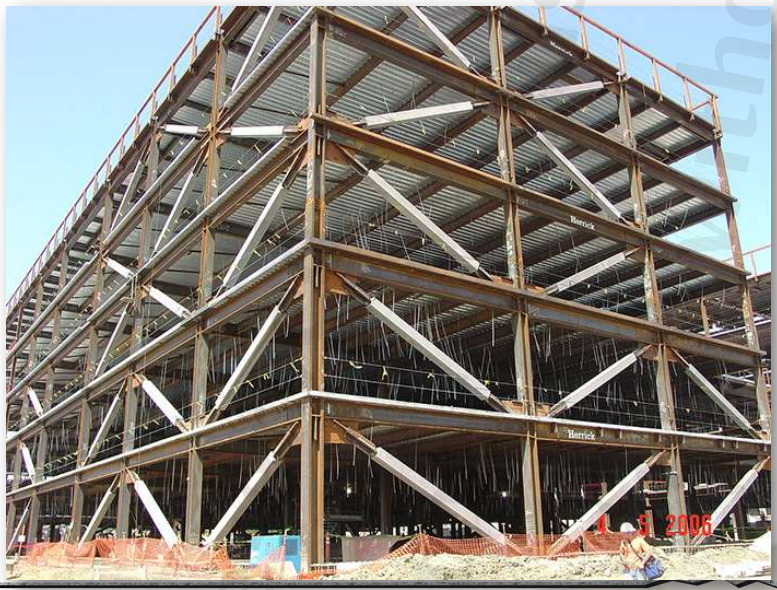
پیکربندی‌های رایج برای مهاربندهای کمانش ناپذیر بصورت زیر است:



مهاربند قطری | مهاربند هشتی | مهاربند هفتی | مهاربند دو طبقه X شکل | مهاربند X شکل

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

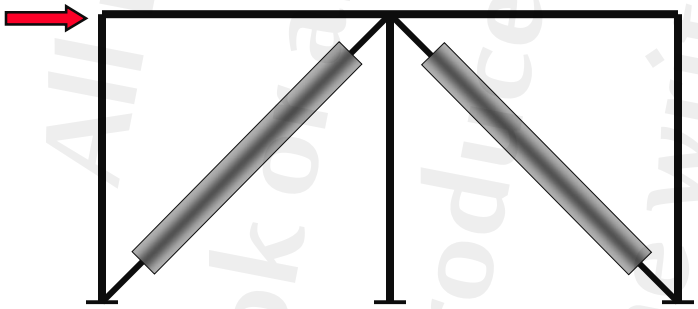
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



صفحه ۶۳۹ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

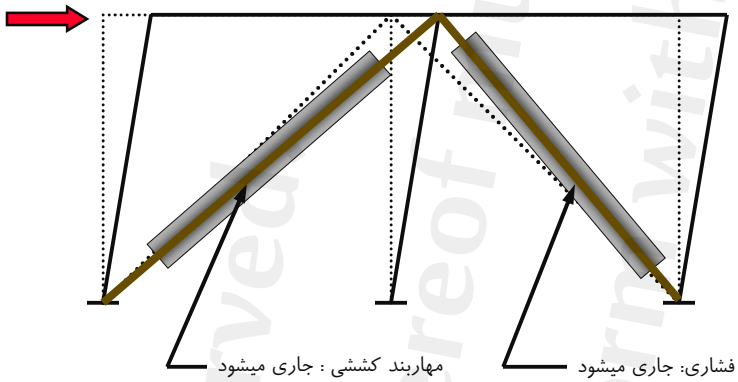
عملکرد مهاربند کمانش تاب‌تحت بارهای جانبی:



صفحه ۶۴۰ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

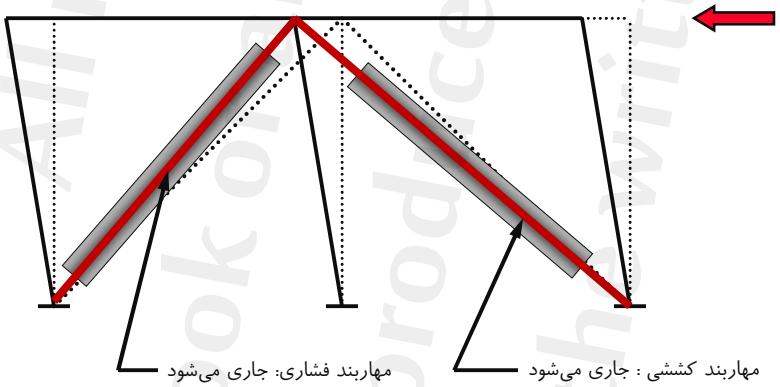
به سبب نیروی برابر در مهاربندهای کششی و فشاری، مقدار نیروی نامتعادل ناچیز است.



تیر و ستون‌ها در حالت ارتجاعی می‌باشند.

صفحه ۶۴۱ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



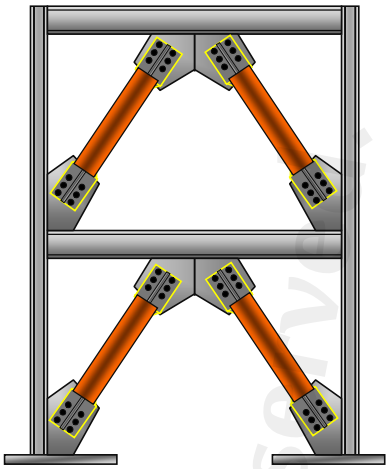
تیر و ستون‌ها در حالت ارتجاعی می‌باشند.

صفحه ۶۴۲ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

- ابعاد هسته فولادی براساس نیروهای آیین‌نامه‌ای طرح می‌گردد.

- طراحی بقیه اعضا (تیر، ستون، اتصالات مهاربند، صفحه ستون و ...) برای حداکثر نیروی قابل تولید توسط مهاربند انجام می‌شود.



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مبانی طراحی

در طراحی اعضا و اتصالات قاب‌های مهاربندی شدهٔ کمانش‌تاب، علاوه بر الزامات متعارف فصل‌های ۱۰-۱ و ۱۰-۲ و نیز الزامات لرزه‌ای عمومی بخش ۱۰-۳-۲ باید الزامات لرزه‌ای این بخش نیز رعایت شود. در اینگونه مهاربندها خروج ازمرکزیت کمتر از عمق تیر مجاز است مشروط بر اینکه برآیند نیروهای اعضا و اتصالات در طراحی لحاظ شوند و منبع مورد انتظار ظرفیت تغییرشکل غیر الاستیک تغییر نکند. طراحی، آزمایش و جزئیات‌بندی عضو مهاربندی باید به نحوی انجام پذیرد که تغییرشکل‌های مورد انتظار را تأمین نماید. تغییرشکل‌های مورد انتظار، بیشترین مقدار به‌دست آمده از بین تغییرمکان جانبی نسبی طبقه معادل ۲ درصد ارتفاع طبقه و دو برابر تغییرمکان جانبی نسبی غیرخطی محاسبه شده برای طبقه ($2\Delta_M$) است که تغییرشکل مهاربند تحت اثر بارهای ثقلی (در صورت وجود) باید به مقدار فوق اضافه گردد. این تغییرشکل باید از طریق مجموع تغییرشکل‌های الاستیک و غیر الاستیک عضو مهاربند تأمین گردد.

Δ_M = جابجایی نسبی طبقه = $C_d \times \Delta_E$

Δ_E = جابجایی نسبی طبقه تحت بارهای جانبی تجویزی استاندارد ۲۸۰۰

C_d = 5 برای قاب مهاربندی کمانش ناپذیر

Buckling-restrained braces must be capable of sustaining story drifts up to $2\times\Delta_M$ *or 2% of the story height*

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مقاومت اصلاح شدهٔ مهاربند

مقاومت اصلاح شدهٔ مهاربند کمانش‌تاب باید بر مبنای الزامات این بخش تعیین شود. مطابق این ضوابط، بخش‌های انتقالی و متصل شوندهٔ عضو مهاربندی باید قادر به تحمل نیروهای متناظر با مقاومت اصلاح شدهٔ مهاربند باشند. مقاومت اصلاح شدهٔ مهاربند در فشار برابر $\beta\omega R_y P_{ysc}$ و مقاومت اصلاح‌شدهٔ مهاربند در کشش برابر $\omega R_y P_{ysc}$ است که در آن:

β ضریب اصلاح مقاومت فشاری، ω ضریب اصلاح سخت‌شدگی کرنش، P_{ysc} مقاومت جاری شدن محوری بخش جاری شوندهٔ هستهٔ فولادی مهاربند است.

تبصره: درصورتیکه P_{ysc} براساس تنش تسلیم آزمایش کشش استاندارد بر روی فولاد هستهٔ مهاربند تعیین شده باشد، نیازی به اعمال ضریب R_y نیست.

Tension

Adjusted Brace Strength $= \omega R_y P_{ysc}$

Compression

Adjusted Brace Strength $= \beta \omega R_y P_{ysc}$

Take $R_y = 1.0$ if P_{syc} is computed using coupon values of F_{ysc}

صفحه ۶۴۵ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

ضرایب اصلاحی β و ω

ضریب اصلاح مقاومت فشاری (β) باید براساس نسبت حداکثر نیروی فشاری به حداکثر نیروی کششی نمونهٔ آزمایش شده، مطابق نتایج آزمون تأیید مهاربندهای کمانش‌تاب معرفی شده در بخش ۱۰-۳-۹ در تغییرشکل‌های مورد انتظار مهاربند محاسبه شود. تغییرشکل مورد انتظار مهاربند باید براساس تغییرشکل نسبی طبقه که در بند ۱۰-۳-۴-۲ مشخص شده، در نظر گرفته شود. برای تعیین مقدار β باید حداقل دو آزمون انجام شود و بزرگترین مقدار به دست آمده از این دو آزمون به عنوان مقدار ضریب اصلاحی در نظر گرفته شود. مقدار β درهرحال نباید کوچکتر از 1.0 در نظر گرفته شود.

ضریب اصلاح سخت‌شوندگی کرنش (ω) باید براساس نسبت مقاومت کششی حداکثر نمونهٔ آزمایش شده مطابق آزمون تأیید مهاربندهای کمانش‌تاب معرفی شده در بخش ۱۰-۳-۹ در تغییرشکل‌های مورد انتظار، به مقاومت تسلیم اندازه‌گیری شدهٔ نمونهٔ آزمایشی (P_{ysc}) محاسبه شود.

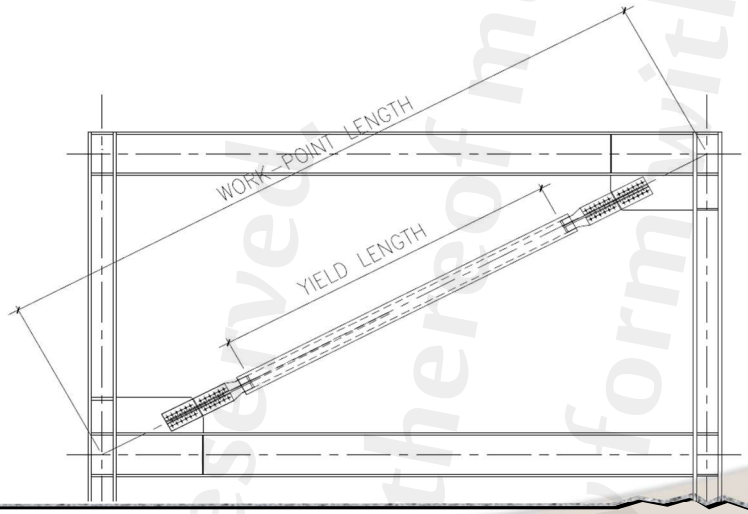
برای تعیین مقدار ω باید حداقل دو آزمون انجام شود و بزرگترین مقدار به دست آمده از این دو آزمون به عنوان مقدار ضریب اصلاحی در نظر گرفته شود. درصورتیکه فولاد هستهٔ مرکزی نمونهٔ آزمایش شده با مهاربند اصلی سازگار نباشد، ضریب اصلاحی ω باید براساس آزمایش کششی استاندارد بر روی مصالح هستهٔ مهاربند در نظر گرفته شود.

$$\beta = \frac{C_{\max}}{T_{\max}} \qquad \omega = \frac{T_{max}}{P_{ysc}} = \frac{T_{max}}{F_{ysc}A_{sc}}$$

صفحه ۶۴۶ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

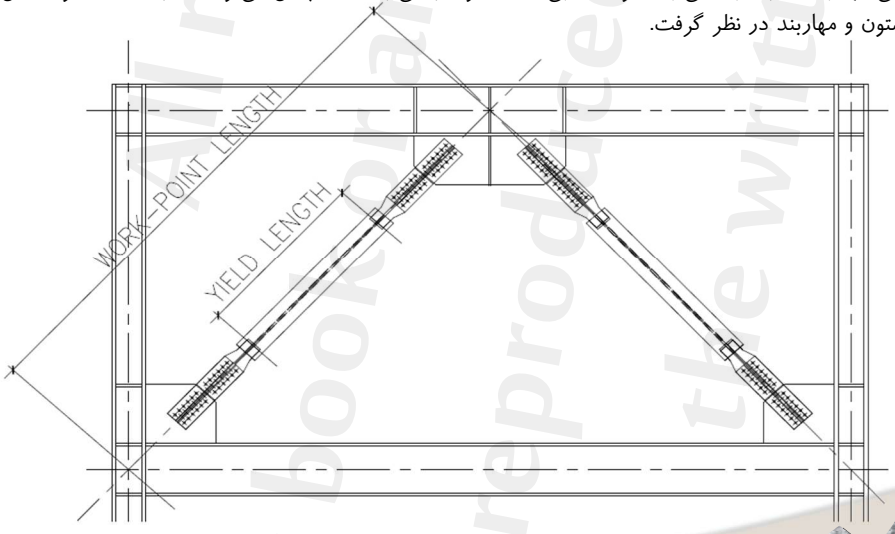
طول طراحی مهاربند قطری بایستی به نحوه مناسبی همان طول واقعی باشد. همچنین می‌توان حدوداً دو سوم طول محل تقاطع تیر – ستون و مهاربند در نظر گرفت.



صفحه ۶۴۷ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

طول طراحی مهاربند ۸ و ۷ بایستی به نحوه مناسبی همان طول واقعی باشد. همچنین می‌توان حدوداً نصف طول محل تقاطع تیر – ستون و مهاربند در نظر گرفت.



صفحه ۶۴۸ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

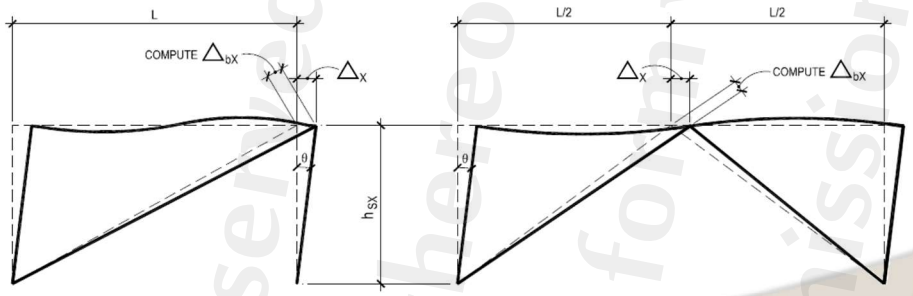
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

برای محاسبه ضرائب β و ω بصورت زیر عمل می‌شود:

۱- ابتدا نمودار تنش کرنش حاصل از آزمایش، برای قطعه جاری شونده ترسیم می‌شود (به مانند شکل اسلاید بعدی).

۲- مقدار افزایش و کاهش طول قطعه جاری شوند بدست می‌آید:

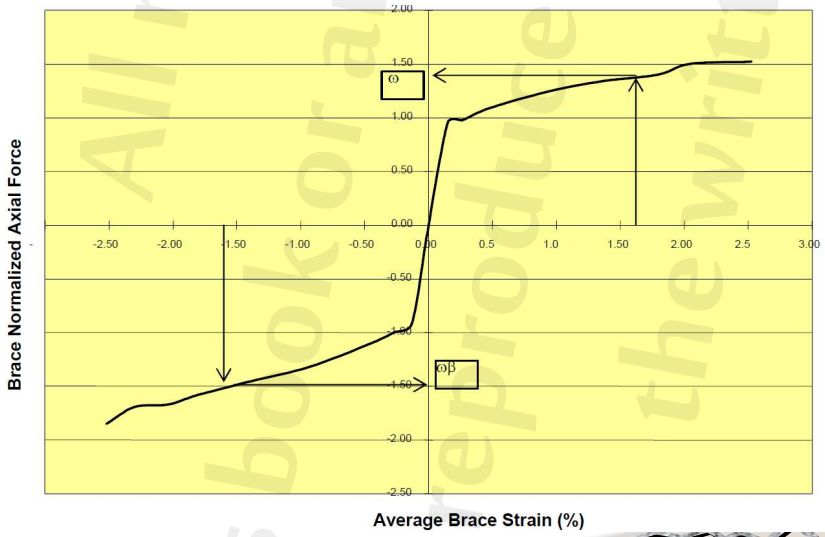
$$\Delta_{bx} = \frac{P_{bx} L_{ysc}}{E A_{sc}} = \frac{P_{bx}(0.67L_1 \text{ or } 0.5L_1)}{E A_{sc}}$$



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

نمونه‌ای از یک نمودار تنش کرنش حاصل از آزمایش- محور قائم بر تنش تسلیم همپایه شده است.



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

۳- مقدار تغییرشکل محوری غیرارتجاعی BRB بدست می‌آید:

$$\Delta_{bm} = C_d \Delta_{bx}$$

۴- مقدار کرنش متوسط مهاربند تعیین شود:

$$\varepsilon_{BRB} = \frac{2\Delta_{bm}}{L_{ysc}}$$

۵- از روی نمودار تنش کرنش مقدار ضرائب β و ω تعیین شود.

- با داشتن ضرائب β و ω مقدار T_{max} و C_{max} (با توجه به حد بالای تنش تسلیم) تعیین می‌شود.

$$T_{\max} = \omega R_y F_{ysc} A_{sc} \qquad C_{max} = \beta \omega R_y F_{ysc} A_{sc}$$

- مقادیر T_{max} به سبب آنکه باعث ایجاد نیروی فشاری در تیر می‌شوند (برای طراحی تیر)، معمولاً بحرانی هستند.

صفحه ۶۵۱ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

الزامات تحلیل

مقاومت موردنیاز ستون‌ها، تیرها و اتصالات مهاربندهای کمانش‌تاب، باید براساس نیروی زلزلهٔ محدود به ظرفیت هستهٔ مهاربند (E_{cl}) تعیین شود.

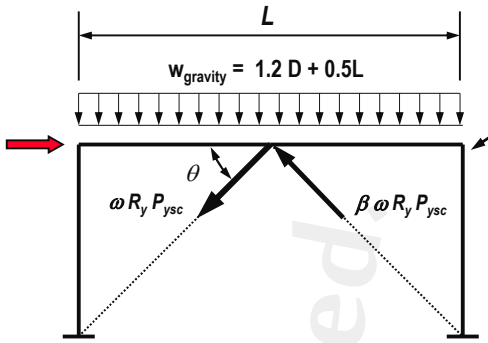
تبصره: برای انجام این تحلیل می‌توان ابتدا حرکت جانبی قاب را مقید نمود؛ سپس اعضای مهاربندی را از مدل تحلیلی حذف نموده و در اتصال دو انتهای آنها مقاومت‌های اصلاح شدهٔ این اعضا که بر ضریب α_s تقسیم شده‌اند، را به مدل تحلیلی اعمال کرد و پس از آن در حضور بارهای ثقلی (با ضرایب بار مربوطه)، سازه را مورد تحلیل و طراحی قرار داد. مقدار α_s برابر ۱.0 در LRFD و برابر ۱.5 در ASD است.

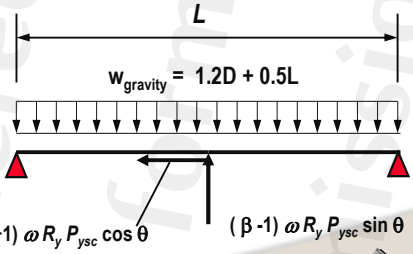
صفحه ۶۵۲ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مثال) تیر قاب مهاربندی شده BRB را طراحی کنید.

اتصال تیر به ستون بصورت مفصل در نظر گرفته شود

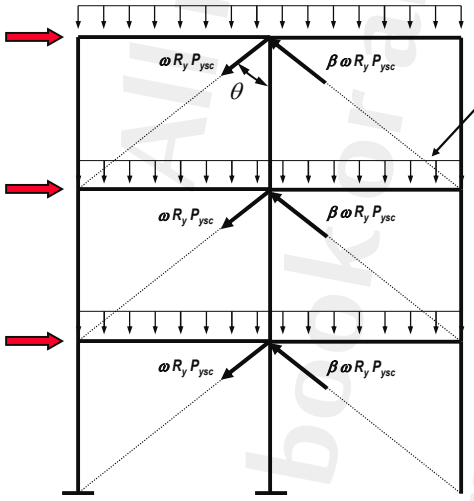




 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مثال) تعیین نیروی ستون قاب مهاربندی شده BRB:



1.2D + 0.5L
or
0.9D

1.2D + 0.5L + E

0.9D + E

⇩

"E" from adjusted brace strengths in tension and compression

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

الزامات سیستم

مهاربندهای ۷ یا ۸

قاب‌های مهاربندی شده با مهاربندهای کمانش‌تاب و از نوع ۷ یا ۸ باید دارای شرایط زیر باشند:

الف) تیرهای واقع در دهانه‌های مهاربندی شده باید در حدفاصل ستون‌ها پیوسته باشند.

ب) مقاطع تیرهای واقع در دهانه‌های مهاربندی شده باید از نوع فشردهٔ لرزه‌ای با محدودیت نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{md} مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۴ باشند.

پ) مقاومت موردنیاز تیرهای دهانه‌های مهاربندی شده و اتصالات و اعضای نگهدارنده آنها باید براساس الزامات بند ۱۰-۳-۴-۴-۳ تعیین شود.

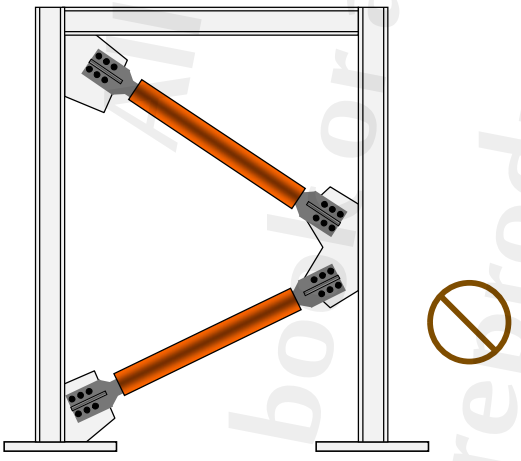
ت) تیرهای دهانه‌های مهاربندی شده باید دارای مهار جانبی کافی برای جلوگیری از کمانش جانبی-پیچشی باشند. برای این منظور در محل اتصال مهاربندها به تیر تعبیهٔ مهار جانبی الزامی است، مگر آنکه تیر بدون مهار جانبی دارای مقاومت خارج از صفحه و سختی کافی برای تأمین پایداری در بین دو انتهای مهارشده، باشد.

صفحه ۶۵۵ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مهاربندهای به شکل K

در قاب‌های مهاربندی شدهٔ کمانش‌تاب، استفاده از مهاربندهای به شکل K مجاز نیست.



صفحه ۶۵۶ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

توزیع نیروی جانبی

درصورتیکه در طبقه‌ای از ساختمان، در هر خط مهاربندی مقدار ضریب اصلاح مقاومت فشاری (β) معرفی شده در بند ۱۰-۳-۴-۲-۱ از **1.3** بیشتر باشد، مهاربندهای آن طبقه باید به شکلی پیکربندی شوند که در هر راستای بارگذاری حداقل ۳۰ درصد و حداکثر ۷۰ درصد نیروی جانبی سهم آن محور، توسط مهاربندهای کششی تحمل شود؛ مگر آنکه در آن طبقه مهاربندهای فشاری دارای مقاومت موجودی بیش از آنچه تحلیل سازه برای ترکیبات بارگذاری شامل زلزلهٔ تشدیدیافته نشان می‌دهد، باشند. در این بند منظور از خط مهاربندی، یک یا چند محور مهاربندی شدهٔ مستقیم موازی است که کمتر از ۱۰ درصد بعد ساختمان در پلان، در جهت عمود بر محورها، از یکدیگر فاصله داشته باشند.

صفحه ۶۵۷ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

اعضا

الزامات تیرها و ستون‌ها

تیرها و ستون‌های واقع در دهانه‌های مهاربندی شده باید از نوع فشردهٔ لرزه‌ای با محدودیت نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{md} مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۴ باشند.

الزامات عمومی اعضای مهاربندی

مهاربندهای کمانش تاب باید از هستهٔ فولادی و سیستم محدودکنندهٔ کمانش تشکیل شوند. سیستم محدودکنندهٔ کمانش بخشی از عضو مهاربندی است که به صورت غلاف در پیرامون هستهٔ فولادی تعبیه می‌شود. همچنین این نوع مهاربندها باید الزامات زیر را تأمین نمایند:

۱- ورق‌های مورد استفاده در هستهٔ فولادی در صورتیکه دارای ضخامت ۵۰ میلیمتر یا بیشتر باشند، باید ضوابط حداقل طاقت شیاری مطابق بند ۱۰-۳-۲-۱-۵ را تأمین کنند.

۲- در هستهٔ فولادی، استفاده از وصله ممنوع است.

۳- سیستم محدودکنندهٔ کمانش نباید مشارکت مؤثری در انتقال نیروی محوری داشته باشد. برآورده شدن این الزام از طریق آزمون‌های تأیید مطابق بخش ۱۰-۳-۹ مشخص می‌شود.

۴- سیستم محدودکنندهٔ کمانش باید از کمانش کلی و موضعی هستهٔ فولادی در تغییرشکل‌های مورد انتظار جلوگیری نماید. برآورده شدن این الزام نیز از طریق آزمون‌های تأیید مطابق بخش ۱۰-۳-۹ مشخص می‌شود.

صفحه ۶۵۸ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مقاومت محوری اعضای مهاربندی

الف) مقاومت محوری موردنیاز اعضای مهاربندی

مقاومت محوری موردنیاز اعضای مهاربندی باید براساس ترکیبات بارگذاری متعارف تعیین شود. هستهٔ فولادی باید دارای مقاومت موجود کافی حداقل برابر مقاومت محوری موردنیاز عضو مهاربندی باشد.

ب) مقاومت محوری موجود اعضای مهاربندی

مقاومت محوری موجود اعضای مهاربندی در طراحی به روش LRFD در کشش و فشار برابر ϕP_{ysc} و در طراحی به روش ASD برابر P_{ysc}/Ω بوده و به شرح زیر تعیین می‌شود:

$$P_{ysc} = A_{sc}F_{ysc}$$

ϕ= 0.9(LRFD) Ω= 1.67 (ASD)

در رابطهٔ فوق:

A_{sc} سطح مقطع بخش جاری شوندهٔ هستهٔ فولادی، F_{ysc} تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد هسته یا تنش تسلیم واقعی هسته براساس آزمایش کشش استاندارد

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

آزمایش انطباق اعضای مهاربندی

طراحی مهاربندها باید براساس آزمایش‌های چرخه‌ای ارزیابی کفایت مطابق روش و ضوابط پذیرش بخش۱۰-۳-۹ انجام پذیرد. ارزیابی، حداقل بر مبنای دو آزمایش چرخه‌ای موفق انجام می‌شود که یک آزمایش بر روی قاب مهاربندی شده، با رعایت دوران موردنیاز اتصال مهاربند مطابق ضوابط بخش ۱۰-۳-۹ و آزمایش دیگر بر روی مهاربند تنها یا باز به صورت قاب مهاربندی شده مطابق بخش ۱۰-۳-۹ صورت می‌گیرد. نتایج مورد ارزیابی می‌تواند براساس یکی از دو روش زیر به دست آید:

الف) آزمایش‌هایی که در پژوهش‌های معتبر انجام و گزارش شده، یا به صورت مدوّن بر روی مهاربندهای پروژه‌های دیگری انجام و گزارش شده‌اند.

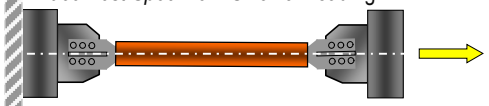
ب) آزمایش‌هایی که به طور خاص برای پروژه حاضر انجام می‌شوند.

تبصره: درونیابی یا برونیابی خطی نتایج آزمایش برای اندازه‌های مختلف اعضا، باید براساس الزامات بخش ۱۰-۳-۹ و قضاوت‌های منطقی انجام شود. در این قضاوت‌ها باید توزیع تنش و مقادیر کرنش‌های داخلی با نتایج آزمایش سازگار بوده و آثار نامطلوب تغییر خصوصیات مصالح ملاحظه شده باشند.

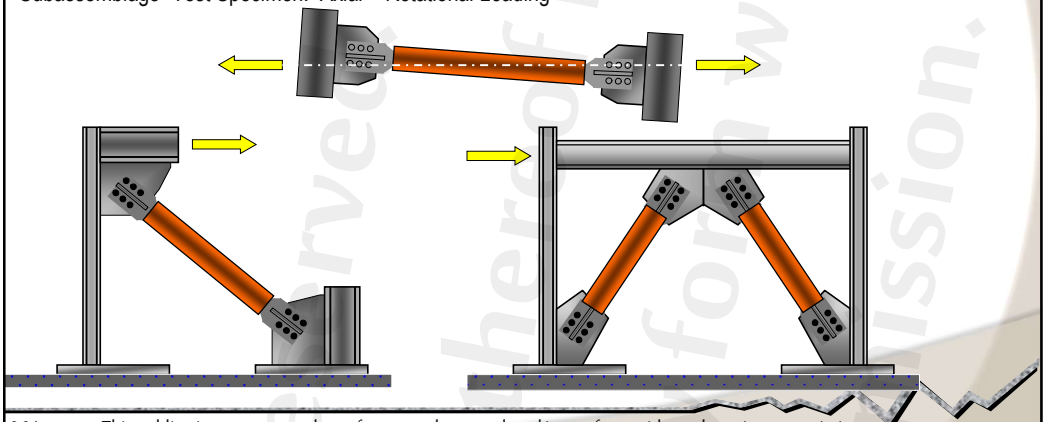
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

Brace Test Specimen: Uniaxial Loading



Subassemblage Test Specimen: Axial + Rotational Loading

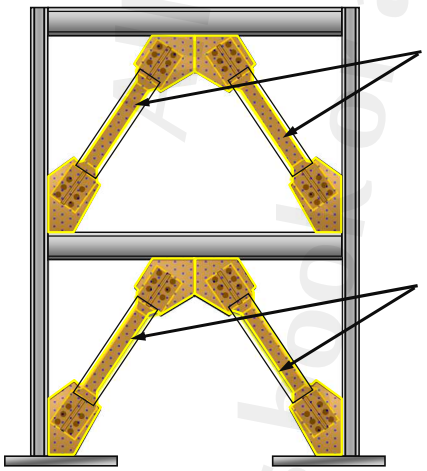


صفحه ۶۶۱ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

نواحی حفاظت شده

نواحی حفاظت شدهٔ مهاربند کمانش تاب شامل هستهٔ فولادی مهاربند و اجزای اتصال دهنده و وسایل اتصال آن به تیرها و ستون‌ها است که باید الزامات بخش ۱۰-۳-۲-۱۷ را برآورده نماید.



صفحه ۶۶۲ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

اتصالات اعضای واقع در دهانه‌های مهاربندی شده

جوش‌های بحرانی لرزه‌ای

در این نوع قاب‌های مهاربندی شده، جوش‌های زیر، بحرانی لرزه‌ای تلقی می‌شوند و باید ضوابط بخش ۱۰-۳-۲-۱-۶-ب را برآورده نمایند:

الف) جوش شیاری وصلهٔ ستون‌ها

ب) جوش اتصال ستون‌ها به کف‌ستون‌ها. درصورتیکه بتوان نشان داد از تشکیل مفصل پلاستیک در پای ستون یا نزدیک آن با توجه به شرایط ستون (مثلاً درگیر شدن آن با دیوارهای بتنی حائل خاک در زیر زمین) ممانعت شده یا در پای ستون در حضور بار لرزه‌ای تشدیدیافته کشش خالص ایجاد نمی‌شود، می‌توان این جوش را بحرانی لرزه‌ای در نظر نگرفت.

ج) جوش‌های اتصالات تیر به ستون که ضوابط بند ۱۰-۳-۴-۴-۶-۲-پ را برآورده می‌کنند.

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

اتصالات تیر به ستون در دهانه‌های مهاربندی شده

در قاب‌های مهاربندی شده با مهاربندهای کمانش‌تاب، اگر ورق گاست (ورق اتصال مهاربند) هم به تیر و هم به ستون متصل گردد، در این صورت اتصال تیر به ستون باید مطابق یکی از حالت‌های زیر باشد:

الف) پیکربندی اتصال مطابق ضوابط بند ۱۰-۲-۹-۱-۲ به صورت یک اتصال ساده (مفصلی) باشد به نحویکه حداقل 0.025 رادیان قابلیت دوران داشته باشد.

ب) پیکربندی اتصال به صورت یک اتصال گیردار باشد و مقاومت خمشی موردنیاز اتصال که باید همراه با مقاومت‌های موردنیاز اتصال مهاربندها در نظر گرفته شود، حداقل برابر کوچکترین دو مقدار زیر باشد:

۱- حداکثر مقاومت خمشی مورد انتظار تیر برابر $1.1R_yM_p/\alpha_s$ که در آن M_p لنگر پلاستیک مقطع تیر، R_y برابر نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد تیر و مقدار α_s برابر 1.0 در LRFD و برابر 1.5 در ASD است.

۲- مجموع حداکثر مقاومت خمشی مورد انتظار ستون‌های بالا و پایین اتصال تیر به ستون برابر $1.1(\Sigma R_yF_yZ)/\alpha_s$ که در آن Z برابر اساس مقطع پلاستیک مقطع ستون، R_y برابر نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد ستون، F_y برابر تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد ستون و مقدار α_s برابر 1.0 در LRFD و برابر 1.5 در ASD است.

پ) اتصال تیر به ستون به صورت یک اتصال صلب خمشی مطابق الزامات اتصالات گیردار در قاب‌های خمشی معمولی طراحی شود.

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

اتصالات اعضای مهاربندی

الف) مقاومت موردنیاز

مقاومت موردنیاز اتصالات مهاربند در کشش و فشار باید برابر مقاومت اصلاح شدهٔ مهاربند تقسیم بر α_s در نظر گرفته شود که مقاومت اصلاح‌شدهٔ مهاربند مطابق بخش ۱۰-۳-۴-۴-۳-۱ محاسبه می‌شود. درصورتیکه برای پیچ‌های اتصال از سوراخ‌های بزرگ‌شده استفاده شده باشد، مقاومت موردنیاز نظیر حالت حدی لغزش پیچ‌ها می‌تواند برابر P_{ysc}/α_s در نظر گرفته شود

ب) الزامات ورق اتصال

درصورتیکه در آزمایش مهاربندهای کمانش‌تاب در محل اتصال عضو مهاربندی از مهار جانبی عرضی استفاده شده باشد، در طراحی و جزئیات‌بندی ورق اتصال باید نیروی مهار عرضی که از آزمایش به دست می‌آید، در نظر گرفته شود. تأمین این الزام می‌تواند از طریق تعبیهٔ سخت‌کننده یا مهار عرضی صورت گیرد.

صفحه ۶۶۵ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

صفحه ۶۶۶ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

وصلهٔ ستون‌ها

وصلهٔ ستون‌ها باید الزامات بند ۱۰-۳-۲-۱۲ را تأمین نمایند. وصلهٔ مستقیم ستون‌ها باید با استفاده از جوش شیاری با نفوذ کامل انجام شود. وصلهٔ غیرمستقیم ستون‌ها می‌تواند از نوع جوشی یا پیچی باشد. درهرحال مقاومت خمشی موردنیاز وصله‌های غیرمستقیم نباید از $M_{p\,min}/\alpha_s$ و مقاومت برشی موردنیاز آنها نباید از $(\Sigma M_p)/(\alpha_s H_c)$ کمتر در نظر گرفته شود که در آن:

$M_{p\,min}$ لنگر پلاستیک کوچکترین مقطع وصله شوندهٔ ستون، ΣM_p مجموع لنگرهای پلاستیک دو انتهای ستون در طبقهٔ موردنظر، α_s برابر ۱.۰ در روش LRFD و برابر ۱.۵ در روش ASD، H_c ارتفاع خالص ستون (فاصلهٔ خالص بین بال تحتانی تیر فوقانی و روی دال بتنی تیر تحتانی در طبقهٔ موردنظر و در صورت عدم وجود دال بتنی سازه‌ای، فاصلهٔ خالص بین بال تحتانی تیر فوقانی و بال فوقانی تیر تحتانی در طبقهٔ موردنظر)

تبصره: درهرحال مقاومت محوری موجود وصلهٔ هر جزء مقطع ستون (بدون در نظر گرفتن آثار لنگر خمشی) نباید از $R_y F_y b_i t_i/\alpha_s$ کمتر در نظر گرفته شود که در آن:

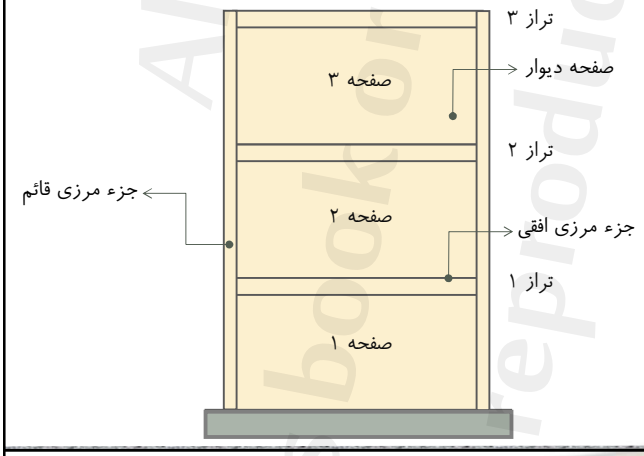
R_y نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد ستون، F_y تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد ستون، b_i پهنای جزء ستون کوچک‌تر وصله شونده و t_i ضخامت جزء ستون کوچکتر وصله شونده است.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

الزامات لرزه‌ای دیوارهای برشی فولادی ویژه (SPSW)

این بخش به الزامات دیوارهای برشی فولادی ویژه (SPSW) می‌پردازد. دیوار برشی فولادی ویـژه از ورق‌های فولادی نازک سخت نشده (صفحهٔ دیوار) که به اجزای مـرزی قـائم و افقـی پیرامـون خـود (تیرها و ستون‌ها) متصل می‌گردند، تشکیل می‌شود. مطابق شکل ۱۰-۳-۴-۵-۱ کلیهٔ اجزای مرزی افقی (تیرهای بالا و پایین صفحات دیوار) با اتصالات گیردار که قادر به تحمل لنگر پلاستیک اجزای مرزی افقی هستند، باید به اجزای مرزی قائم (ستون‌های دو کنار صفحهٔ دیوار) متصل شوند.



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

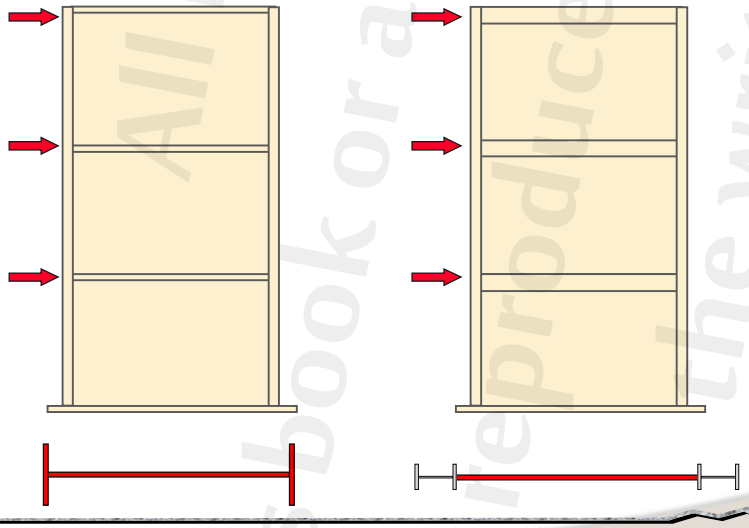
امروزه استفاده از دیوارهای برشی فولادی به عنوان یک سیستم باربر جانبی لرزه‌ای بطور کارآمد در بهسازی لرزه‌ای به منظور افزایش مقاومت جانبی ساختمان در برابر زلزله در سازه‌های فولادی و بتنی مورد توجه قرار گرفته است. به مانند هر سیستم لرزه‌بر دیگر، دیوارهای برشی فولادی نیز وظیفه مقابله با نیروهای اینرسی زلزله را بر عهده دارند، که این مهم بدون توجه به اثرات شکل‌پذیری و جزئیات مناسب برای آن امکان‌پذیر نخواهد بود. از اوایل سال ۱۹۷۰ میلادی استفاده از این سیستم لرزه‌بر در برخی کشورها مانند ژاپن و ایالات متحده مورد توجه قرار گرفت که این سازه‌ها در طی زلزله‌های گذشته عملکرد خوبی را نشان داده‌اند. در سال ۲۰۰۵ آیین‌نامه AISC، ضوابطی را برای طرح لرزه‌ای این سیستم ارائه داد. شکل‌پذیری بالا و قابلیت اتلاف انرژی این سیستم در صورتی که بطور مناسبی طراحی و اجرا شود، بسیار بالا خواهد بود. همچنین از دیگر مزایای این سیستم، سختی بالا و کاهش جابجایی طبقات است. این سیستم در قیاس با دیوار برشی بتنی دارای وزن کمتری بوده و همچنین می‌توان با استفاده از جوش‌های کارخانه‌ای و استفاده از پیچ و مهره برای اتصال آن در کارگاه بطور قابل ملاحظه‌ای زمان اجرای پروژه و همچنین کنترل کیفیت اجرا را بالا برد. ورق استفاده شده در دیوار برشی فولادی دارای ضخامت ناچیزی در قیاس با ضخامت دیوار برشی بتنی است که این امر باعث استفاده بهینه از فضای معماری خواهد شد.

از نقطه نظر معماری یک دیوار برشی فولادی به علت دارا بودن ضخامت بسیار کم نسبت به دیوار برشی بتنی فضای کمتری را اشغال می‌کند زیرا در ساختمان‌های بلند ضخامت دیوار برشی بتنی در طبقات پایین بسیار زیاد است. نصب سریع و کاهش هزینه ساخت این سیستم به هنگام ساخت اولیه سازه و یا به هنگام مقام سازی سازه‌های موجود از دیگر مزایای آن به حساب می‌آید.

صفحه ۶۶۹ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

سیستم دیوار برشی فولادی متشکل از ورق‌های فولادی، ستون‌های حایل (VBE) و تیرهایی (HBE) که در تراز هر طبقه وجود دارد، تشکیل شده است. رفتار و عملکرد دیوارهای برشی فولادی را می‌توان با عملکرد تیرورق‌ها شبیه‌سازی نمود.



صفحه ۶۷۰ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

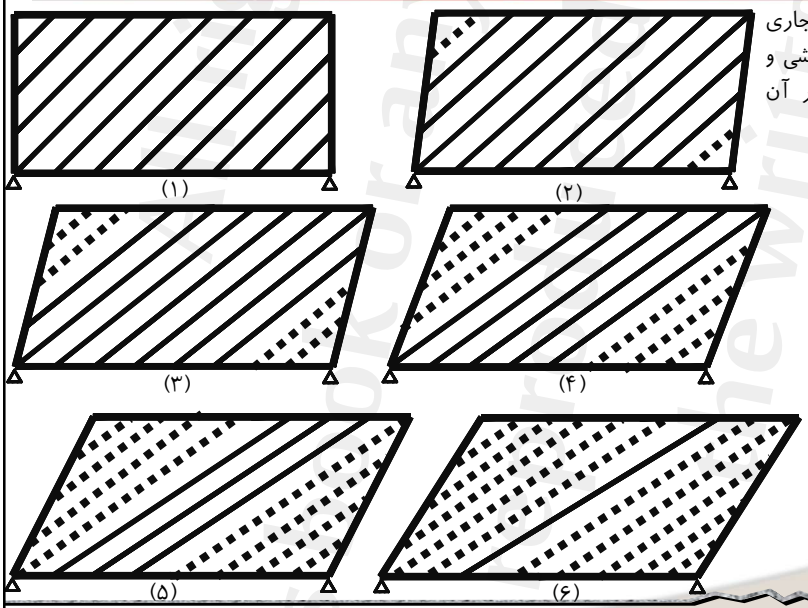
در این سیستم در صورتی که بتوان نیرویی که توسط ورق جان به اعضای مجاور نظیر تیرها (HBE) و ستون‌ها (VBE) منتقل می‌شود را کاهش داد، ابعاد تیرها و ستون‌ها ظریف‌تر شده و طرح اقتصادی خواهد بود. به سبب آنکه نیروهای اعمال شده توسط عضو شکل‌پذیر که همانا ورق جان دیوار برشی می‌باشد به تنش تسلیم عضو شکل‌پذیر بستگی دارد، استفاده از ورق‌های با تنش تسلیم پایین می‌تواند موجب کاهش تقاضای نیرو در تیرها و ستون‌های سیستم باربر جانبی گردد. در سال‌های اخیر استفاده از ورق‌های با تنش تسلیم پایین (LYP) در ژاپن رایج شده و عملکرد خوبی در دیوارهای برشی فولادی داشته‌اند. تنش تسلیم این فولادها در حدود نصف تنش تسلیم فولاد A36 است.

مقاومت کمانشی ورق در فشار به نسبت لاغری عرض به ضخامت و عمق به ضخامت آن بستگی دارد. این نسبت برای سازه‌های متعارف عدد زیادی می‌باشد و مقاومت کمانشی آنها را می‌توان در حدود صفر تصور کرد. ورق دیوار به سبب تنش‌های فشاری قطری ایجاد شده در آن کمانش می‌کند. تیرها و ستون‌های لبه‌ای دیوار باید قادر به تحمل این میدان کشش باشند.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

در این شکل، روند جاری شدن ورق جان دیوار برشی و توسعه میدان کشش در آن نشان داده شده است.

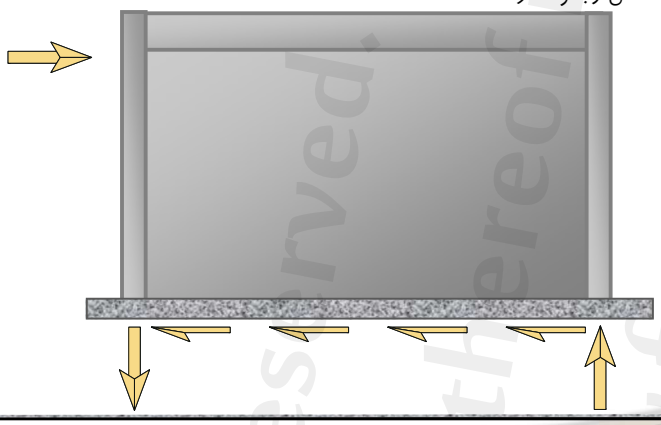


 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

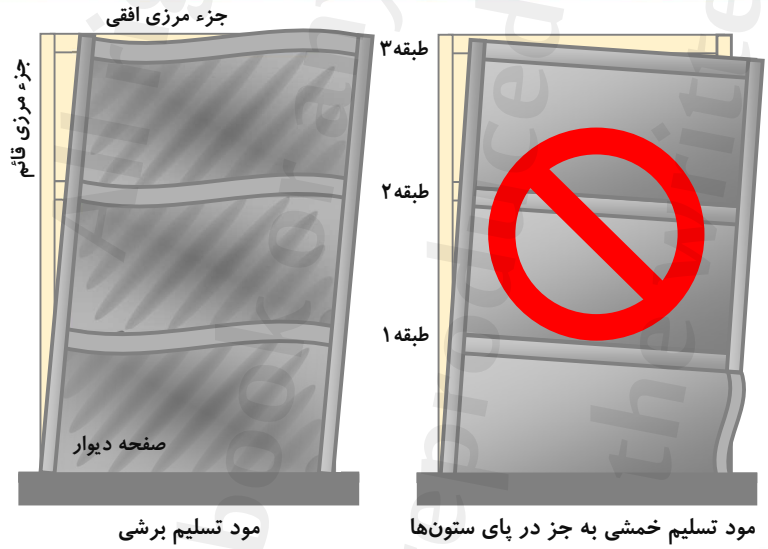
مبانی طراحی

دیوارهای برشی فولادی ویژه که براساس الزامات این بخش طراحی می‌شوند، به واسطهٔ جاری شـدن ورق جان و تشکیل مفاصل پلاستیک در انتهـای اجـزای مـرزی افقـی، از ظرفیـت تغییرشـکل فـرا ارتجاعی قابل ملاحظه‌ای برخوردار خواهند بود. از اجزای مرزی قائم انتظار جـاری شـدن تحـت اثـر برش و خمش نمی‌رود، به جز در پای ستون‌ها که انتظار جاری شدن آنهـا در خمـش وجـود دارد



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



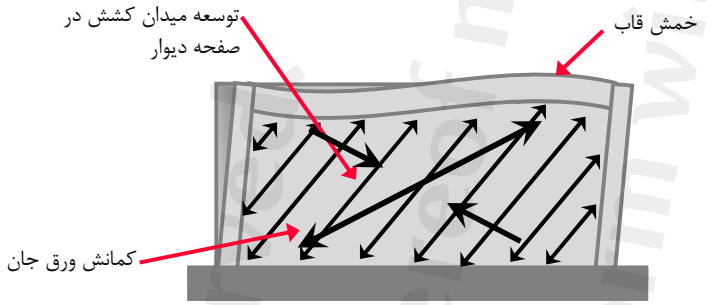
Special Plate Shear Wall (SPSW)

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

جاری شدن صفحهٔ دیوار با تشکیل عمل میدان کششی در زاویه‌ای حدوداً ۴۵ درجه نسبت به امتداد قائم و کمانش خارج از صفحهٔ ورق همراه است. طراحی و تعیین ابعاد اجزای مرزی قائم و افقی باید به نحوی صورت پذیرد که تشکیل میدان کشش در صفحهٔ دیوار را امکان‌پذیر سازد.



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

الزامات تحلیل

در تحلیل این نوع سیستم‌های باربر جانبی، رعایت ضوابط زیر الزامی است:

الف) ورق دیوار برشی فولادی ویژه نباید در باربری ثقلی مؤثر در نظر گرفته شود.

ب) بارگذاری و تحلیل لرزه‌ای سازه‌ای که دارای دیوار برشی فولادی ویژه است، باید بر مبنای ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ انجام پذیرد. در این تحلیل، مقاومت برشی موردنیاز ورق دیوار باید برابر ۱۰۰ درصد برش سهم دیوار و قاب پیرامون آن در نظر گرفته شود. مقاومت موردنیاز قاب تشکیل‌شده از اجزای مرزی قائم و افقی به تنهایی، نباید از ۲۵ درصد برش مذکور کمتر باشد.

پ) مقاومت موردنیاز اجزای مرزی افقی و قائم و اتصالات آنها باید با استفاده از نیروی زلزلهٔ محدود به ظرفیت ورق دیوار (E_{cl}) تعیین شود. آثار نیروی زلزلهٔ محدود به ظرفیت ورق دیوار (E_{cl}) باید به وسیلهٔ تحلیلی که در آن فرض شده تمام ورق‌های دیوار نیرویی نظیر مقاومت کششی مورد انتظار خود را در واحد طول ($R_yF_yt_w/\alpha_s$) با یک زاویهٔ α (که تعریف آن در بند ۱۰-۳-۴-۵-۵ آمده است) و اجزای مرزی افقی لنگرهای خمشی معادل ($1.1R_yM_p/\alpha_s$) را در هر انتهای دیوار تحمل می‌کنند، تعیین شود که در آن:

R_y نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد موردنظر، M_p لنگر پلاستیک مقطع جزء مرزی افقی t_w ضخامت ورق دیوار، α_s برابر ۱.۰ در روش LRFD و برابر ۱.۵ در روش ASD است.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

در تحلیل (پ)، در تعیین نیروی کششی ورق دیوار تأثیر بارهای ثقلی در نظر گرفته نمی‌شود. در این تحلیل تنش تسلیم مورد انتظار ورق دیوار باید برابر R_yF_y و تنش کششی مؤثر مورد انتظار برای دیوارهای برشی سوراخ‌دار باید مطابق با ضوابط بند ۱۰-۳-۴-۵-۷-۱-ت در نظر گرفته شود. در این تحلیل نیروی برشی به دست آمده از رابطهٔ ۱۰-۳-۳-۱-۱ باید مدنظر قرار گیرد. توجه شود در بعضی از موارد ممکن است نیروهای به دست آمده از تحلیل براساس ترکیبات متعارف بارگذاری، بر طراحی اجزای مرزی افقی حاکم شوند. همچنین توجه شود، مقادیر نیروهای برشی در تیرها و ستون‌ها احتمالاً زیاد خواهند بود و جاری شدن در برش باید مورد ارزیابی قرار گیرد.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

الزامات سیستم

سختی اجزای مرزی

سختی اجزای مرزی افقی و قائم باید چنان باشد که تمام ورق دیوار در مقادیر تغییرمکان جانبی نسبی طرح طبقه، به حد جاری شدن خود برسند. علاوه بر آن، اجزای مرزی افقی و قائم باید الزامات زیر را تأمین نمایند:

- ممان اینرسی اجزای مرزی قائم (I_c) حول محور عمود بر صفحهٔ دیوار نباید از $0.003\,t_w h^4/L$ کمتر باشد.

- ممان اینرسی اجزای مرزی افقی (I_b) حول محور عمود بر صفحهٔ دیوار نباید از $0.003\,(t_{w2}-t_{w1})L^4/h$ کمتر باشد.

در روابط فوق:

L فاصلهٔ مرکز تا مرکز اجزای مرزی قائم، h فاصلهٔ مرکز تا مرکز اجزای مرزی افقی، t_{w1} ضخامت ورق دیوار در پایین جزء مرزی افقی، t_{w2} ضخامت ورق دیوار در بالای جزء مرزی افقی، I_c ممان اینرسی جزء مرزی قائم حول محور اصلی عمود بر صفحهٔ دیوار، I_b ممان اینرسی جزء مرزی افقی حول محور اصلی عمود بر صفحهٔ دیوار است.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

نسبت لنگر خمشی اجزای مرزی قائم به افقی در محل اتصال

در کلیهٔ گره‌های اتصالات اجزای مرزی افقی به قائم باید مطابق بند ۱۰-۳-۳-۳-۶ ضابطهٔ نسبت لنگر خمشی ستون به تیر در قاب‌های خمشی ویژه رعایت شود. در کنترل این ضابطه باید از ورق دیوار صرفنظر شود.

مهار جانبی

اجزای مرزی افقی باید مطابق بند ۱۰-۳-۲-۸-۱ ضوابط مهارهای جانبی تیرها در قاب‌های خمشی متوسط را برآورده نمایند.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

الزامات اعضا

الزامات عمومی

اجزای مرزی افقی و قائم باید مطابق بند ۱۰-۳-۲-۷-۱ الزامات مربوط به کمانش موضعی برای اعضای با شکل‌پذیری زیاد را رعایت نمایند.

ورق‌های دیوار

مقاومت برشی موجود هر چشمهٔ ورق دیوار در روش LRFD برابر $\phi_v V_n$ و در روش ASD برابر V_n/Ω بوده و براساس حالت حدی تسلیم در برش به شرح زیر تعیین می‌شود:

$$V_n = 0.42 F_y t_w L_{cf} \sin 2\alpha$$

ϕ=0.9 (LRFD) و Ω=1.67 (ASD)

که در آن:

L_{cf} پهنای ورق دیوار برابر فاصلهٔ آزاد بین بال‌های اجزای مرزی قائم، t_w ضخامت ورق دیوار و α زاویهٔ تسلیم ورق دیوار نسبت به محور قائم. این زاویه را می‌توان ۴۵ درجه در نظر گرفت یا آن را از رابطهٔ زیر به دست آورد:

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

$$\tan^4 \alpha = \frac{1 + \frac{t_w L}{2A_c}}{1 + t_w h \left[\frac{1}{A_b} + \frac{h^2}{360 I_c L}\right]}$$

h فاصلهٔ مرکز تا مرکز اجزای مرزی افقی

L فاصلهٔ مرکز تا مرکز اجزای مرزی قائم

A_b سطح مقطع جزء مرزی افقی

A_c سطح مقطع جزء مرزی قائم

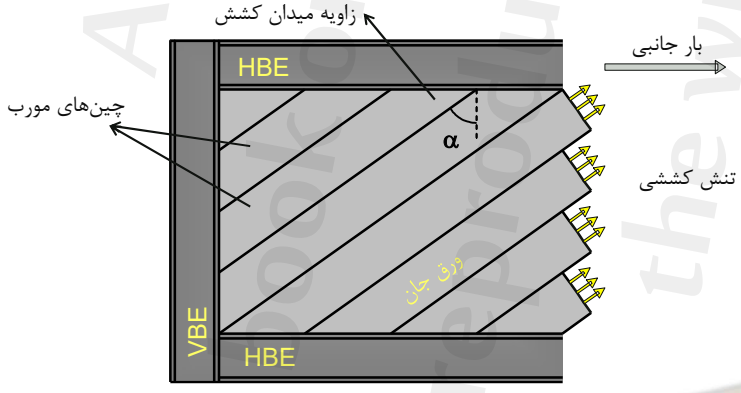
I_c ممان اینرسی جزء مرزی قائم حول محور اصلی عمود بر صفحهٔ دیوار

تبصره: درصورتیکه در یک چشمه اجزای مرزی قائم مشابه نباشند، در رابطهٔ فوق می‌توان از متوسط سطح مقطع و ممان اینرسی اجزای مرزی قائم و نیز درصورتیکه در یک چشمه اجزای مرزی افقی مشابه نباشند، در رابطهٔ فوق میتوان از متوسط سطح مقطع اجزای مرزی افقی استفاده کرد

صفحه ۶۸۱ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

توربورن و همکاران در سال ۱۹۸۳ میلادی، با توجه به سختی بالای اجزای مرزی قائم، مدل تحلیلی ساده‌ای را به منظور شبیه سازی رفتار میدان کشش براساس نظریه کشش خالص توسعه دادند. در مدل مزبور که مدل نواری نام گرفت میدان کشش توسط اعضای خرپایی کششی با زاویه شیب یکسان مدل شد. تیرها در مدل صلب فرض شده‌اند و تنش تسلیم ورق جان دیوار برشی به عنوان تنش حدی اعضای خرپایی منظور شده است. این مدل تحلیل را نیز آیین‌نامه کانادا به عنوان ابزاری برای طراحی دیوار برشی توصیه می‌کند.



صفحه ۶۸۲ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

اجزای مرزی افقی

اجزای مرزی افقی باید به نحوی طراحی شوند که مانع تسلیم خمشی آنها به جز در نواحی نزدیک اتصال تیر به ستون شوند. برای این منظور یکی از شرایط زیر باید تأمین شود:

الف) مقاومت موجود جزء مرزی افقی بیش از دو برابر لنگر خمشی تیر ساده‌ای باشد که تحت اثر بارهای ثقلی (با ضرایب بار مربوطه) و جاری شدن ورق دیوار (F_y/α_s) قرار گرفته است. مقدار α_s برابر 1.0 در LRFD و برابر 1.5 در ASD است.

ب) مقاومت موجود جزء مرزی افقی با فرض اتصال آن از نوع تیر با مقطع کاهش‌یافته با مقدار $c=0.25b_f$ مطابق بند ۱۰-۳-۷-۲ بیش از لنگر خمشی تیر ساده‌ای باشد که تحت اثر بارهای ثقلی (با ضرایب بار مربوطه) و جاری شدن ورق دیوار (F_y/α_s) قرار گرفته است.

صفحه ۶۸۳ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

ناحیهٔ حفاظت‌شده

نواحی حفاظت شدهٔ دیوارهای برشی فولادی ویژه که باید ضوابط بخش ۱۰-۳-۲-۱۷ را تأمین نماید، شامل موارد زیر است:

الف) ورق صفحهٔ دیوار

ب) اجزای متصل کنندهٔ صفحهٔ دیوار به اجزای مرزی قائم و افقی

پ) نواحی تشکیل مفصل پلاستیک در دو انتهای اجزای مرزی افقی که طول آن از بر ستون شروع و به اندازهٔ ارتفاع تیر، امتداد می‌یابد. به جای طول فوق می‌توان از طولی که در قاب‌های خمشی ویژه مشخص شده است، استفاده کرد.

صفحه ۶۸۴ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

جوش‌های بحرانی لرزه‌ای

در دیوارهای برشی فولادی ویژه جوش‌های زیر، جوش‌های بحرانی لرزه‌ای محسوب می‌شوند و باید الزامات بند ۱۰-۳-۲-۱۶-ب را برآورده نمایند:

الف) جوش‌های شیاری وصلهٔ ستون‌ها (اجزای مرزی قائم)

ب) جوش‌های اتصال ستون به کف ستون

استثناء: درصورتیکه آزمایش‌ها یا تحلیل‌ها نشان دهند که امکان تشکیل مفاصل پلاستیک در پای ستون یا در نزدیکی آن وجود ندارد و ضمناً تحت اثر ترکیبات بارگذاری شامل زلزلهٔ تشدیدیافته در پای ستون برکنش محتمل نیست، جوش‌های این اتصال می‌توانند بحرانی لرزه‌ای محسوب نشوند.

پ) جوش‌های اتصال اجزای مرزی افقی به قائم

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

اتصالات اجزای مرزی افقی به قائم باید الزامات اتصالات قاب‌های خمشی معمولی موضوع بند ۱۰-۳-۳-۱-۴ را تأمین نمایند. ضمناً الزامات زیر نیز باید تأمین شوند:

الف) مقاومت موردنیاز

مقاومت برشی مورد نیاز اتصال اجزای مرزی افقی به قائم باید با استفاده از آثار ناشی از زلزلهٔ محدود به ظرفیت (E_{cl}) تعیین شود. آثار ناشی از زلزلهٔ محدود به ظرفیت (E_{cl}) معادل برش محاسبه شده از رابطهٔ ۱۰-۳-۳-۱-۱ به علاوه برش حاصل از مقاومت کششی تسلیم مورد انتظار در اثر جاری شدن ورق دیوار ($R_yF_yt_w/\alpha_s$) با زاویهٔ α است که در آن:

R_y نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد موردنظر، F_y تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد، t_w ضخامت ورق دیوار، α_s برابر 1.0 در روش LRFD و برابر 1.5 در روش ASD است.

ب) چشمهٔ اتصال

چشمهٔ اتصال اجزای مرزی قائم در مجاورت اجزای مرزی افقی بالا و پایین صفحهٔ دیوار برشی، باید الزامات برش در چشمهٔ اتصال قاب‌های خمشی ویژه (موضوع بند ۱۰-۳-۳-۹) را تأمین نماید.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

اتصال ورق دیوار به اجزای مرزی

مقاومت موردنیاز اتصالات ورق دیوار به اجزای مرزی قائم و افقی پیرامون آن باید برابر مقاومت تسلیم مورد انتظار ورق دیوار در کشش ($R_yF_yt_w/\alpha_s$) با زاویهٔ α باشد.

وصلهٔ ستون‌ها

وصلهٔ ستون‌ها باید الزامات بند ۱۰-۳-۲-۱۲ را تأمین نمایند. وصلهٔ مستقیم ستون‌ها باید با استفاده از جوش شیاری با نفوذ کامل انجام شود. وصلهٔ غیرمستقیم ستون‌ها می‌تواند از نوع جوشی یا پیچی باشد. در هر حال مقاومت خمشی موردنیاز وصله‌های غیرمستقیم نباید از $M_{p\,min}/\alpha_s$ و مقاومت برشی موردنیاز آنها نباید از $(\Sigma M_p)/(\alpha_s H_c)$ کمتر در نظر گرفته شود، که در آن:

$M_{p\,min}$ لنگر پلاستیک کوچکترین مقطع وصله شوندهٔ ستون، ΣM_p مجموع لنگرهای پلاستیک دو انتهای ستون در طبقهٔ موردنظر برابر ۱.۰ در روش LRFD و برابر ۱.۵ در روش ASD، H_c ارتفاع خالص ستون (فاصلهٔ بین بال تحتانی تیر فوقانی و روی دال بتنی تیر تحتانی در طبقهٔ مورد نظر و در صورت عدم وجود دال بتنی سازه‌ای، فاصلهٔ بین بال تحتانی تیر فوقانی و بال فوقانی تیر تحتانی در طبقهٔ موردنظر) است.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

تبصره: درهرحال مقاومت محوری موجود وصلهٔ هر جزء مقطع ستون (بدون در نظر گرفتن آثار لنگر خمشی) نباید از $R_yF_yb_it_i/\alpha_s$ کمتر در نظر گرفته شود که در آن:

R_y نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد ستون، F_y تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد ستون، b_i پهنای جزء ستون کوچکتر وصله شونده، t_i ضخامت جزء ستون کوچکتر وصله شونده است.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

دیوارهای برشی فولادی ویژهٔ سوراخ‌دار

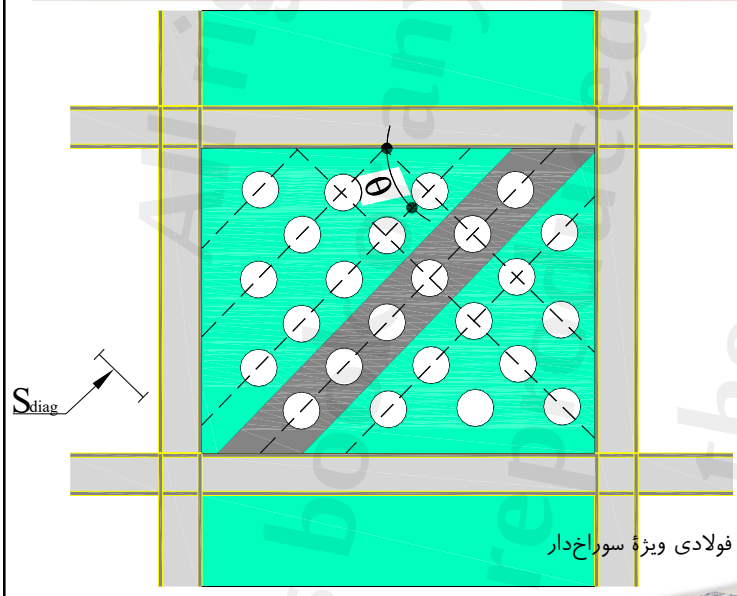
در سازه‌های کوتاه، معمولاً ضخامت ورق مورد نیاز برای جان دیوار برشی، کمتر ضخامت ورق‌ها موجود در بازار بدست می‌آید. در این حالت، طراح مجبور خواهد بود از ضخامت ورق‌های حداقل موجود استفاده نماید که این امر در طراحی ظرفیتی اعضای قاب، سبب غیراقتصادی شدن المان‌های لبه‌ای دیوار می‌شود. بدین منظور، استفاده از ورق‌های سوراخ‌شده با الگوی منظم سوراخ‌ها، سبب کاهش نیاز لرزه‌ای المان‌های دیگر می‌شود.

آرایش سوراخ‌های دایره‌ای

در دیوارهای برشی فولادی ویژه، استفاده از ورق‌های سوراخ‌دار مطابق با شرایط این بند مجاز است. صفحات سوراخ‌دار دیوار باید دارای یک الگوی سوراخکاری منظم بوده و با فواصل برابر و قطر یکسان سوراخ بر روی سطح کامل ورق دیوار آرایش شده باشند. این آرایش باید مطابق شکل ۱۰-۳-۴-۵ به صورت قطری با زاویه‌ای یکسان نسبت به امتداد قائم باشد. همچنین در دیوارهای برشی فولادی ویژه سوراخ‌دار باید از حداقل چهار ردیف افقی و چهار ردیف قائم سوراخ استفاده شود. لبه‌های سوراخ باید دارای زبری سطحی حداکثر 0.013 میلیمتر (۱۳میکرون) باشند.

صفحه ۶۸۹ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



آرایش سوراخ‌ها در دیوارهای برشی فولادی ویژهٔ سوراخ‌دار

صفحه ۶۹۰ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

این شکل خاص از دیوارهای برشی فولادی ویژه ممکن است برای فراهم نمودن امکان عبور نور و تأسیسات یا در مواردی که ورق‌های نازک برای ساخت دیوار در دسترس نباشند یا کاربرد آنها از نظر اجرائی عملی نباشد، به منظور کاهش مقاومت و سختی دیوار تا حد قابل قبول از نظر طراحی، مورد استفاده قرار گیرند. به این ترتیب، امکان استفاده از دیوارهای برشی فولادی ویژه برای ساختمان‌های با تعداد طبقات کم و متوسط فراهم می‌گردد و از شکل‌گیری نیروهای طراحی بزرگ برای اجزای مرزی قائم و افقی بر مبنای ظرفیت ورق دیوار، جلوگیری می‌شود.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

الف) مقاومت موجود ورق

مقاومت برشی موجود هر چشمهٔ دیوار برشی فولادی سوراخ‌دار در روش LRFD برابر ϕ_v/V_n و در روش ASD برابر V_n/Ω بوده و براساس حالت حدی تسلیم در برش به شرح زیر تعیین می‌شود:

$$V_n = 0.42F_y t_w L_{cf}\left[1-\frac{0.7D}{S_{diag}}\right]$$

ϕ=0.9 (LRFD) و Ω=1.67 (ASD)

که در آن:

D= قطر سوراخ‌ها و S_{diag} کمترین فاصلهٔ مرکز تا مرکز بین سوراخ‌ها در امتداد ۴۵ درجه

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

ب) فواصل سوراخ‌ها

فاصلهٔ S_{diag} باید حداقل $1.67D$ و حداکثر $4D$ باشد. فاصلهٔ بین مرکز اولین سوراخ و اتصالات صفحهٔ دیوار به اجزای مرزی قائم و افقی نباید کمتر از D و بیشتر از $D+0.7S_{diag}$ باشد.

پ) سختی ورق

سختی ورق دیوارهای برشی سوراخ‌دار که با آرایش منظمی سوراخ شده‌اند، باید براساس ضخامت مؤثر ورق (t_{eff}) محاسبه شود. ضخامت مؤثر ورق (t_{eff}) از رابطهٔ زیر تعیین می‌شود:

$$t_{eff} = \frac{1-\frac{\pi}{4}\left(\frac{D}{S_{diag}}\right)}{1-\frac{\pi}{4}\left(\frac{D}{S_{diag}}\right)\left(1-\frac{N_r D \sin\alpha}{H_c}\right)} t_w$$

که در آن، H_c ارتفاع آزاد ستون و ورق دیوار بین بال‌های تیرها، N_r تعداد ردیف‌های افقی سوراخکاری، t_w ضخامت ورق دیوار، α زاویهٔ بین کوتاه‌ترین خط متصل کنندهٔ مرکز تا مرکز ردیف قطری سوراخ‌ها با امتداد قائم (درجه) است. مطابق با نتایج تجربی، برای $D/S_{diag} \le 0.5$، تقریب رابطه فوق کمتر از ۵٪ است.

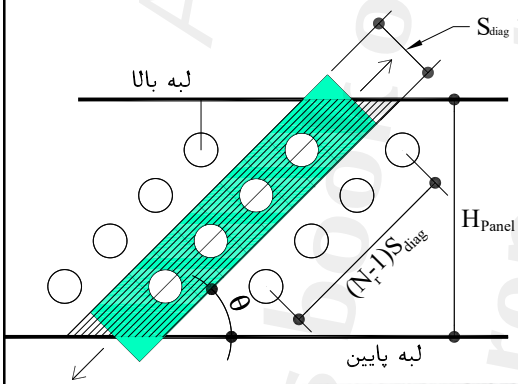
صفحه ۶۹۳ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

ت) نیروی کششی مؤثر مورد انتظار

نیروی کششی مؤثر مورد انتظار در واحد طول که باید در تعیین مقاومت‌های موردنیاز اجزای مرزی افقی و قائم در برابر نیروی زلزلهٔ محدود به ظرفیت (E_{cl}) مورد استفاده قرار گیرد، برابر با $R_y F_y (1-0.7D/S_{diag}) t_w$ است.

همچنین توصیه شده در حالتی که دیوار دارای سوراخ است، قاب خمشی برای رانش نسبی طبقه 1.5% طراحی شود. همچنین جهت ساده‌سازی در این حالت زاویه θ برابر ۴۵ درجه پیشنهاد شد. در شکل زیر، جزئیات سوراخ‌های و نحوه چیدمان آنها با استفاده از تعاریف فوق نشان داده شده است.



صفحه ۶۹۴ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

بریدن گوشهٔ تقویت شده

در گوشه‌های صفحهٔ دیوار، استفاده از برش‌های ربع دایره مجاز است بـه شـرط آنکـه لبـه‌هـای ورق بریده شده به ورق تقویتی قوسی شکلی متصل باشد. ورق‌های گوشهٔ بریده باید طوری طراحی شـوند کـه اجـازهٔ رسـیدن بـه مقاومـت کامـل ورق دیـوار یکپارچـه را بدهنـد و مقاومـت آنهـا در اثـر تغییرشکل‌های متأثر از تغییرمکان نسبی طرح طبقه حفظ گردد. با رعایت شـرایط زیـر ایـن هـدف تأمین می‌شود:

الف) طراحی برای کشش: مقاومت محوری موردنیاز ورق قوسی در کشش، حاصل از کشش ورق دیوار در غیاب سایر نیروها، از رابطهٔ زیر تعیین می‌شود:

$$P_r = \frac{R_y F_y t_w R^2/\alpha_s}{4e}$$

که در آن:

F_y تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد ورق جان، R_y نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد ورق، R شعاع بریدن گوشه، e پارامتری است که مقدار آن از رابطهٔ $e = R(1 - \frac{\sqrt{2}}{2})$ تعیین می‌شود. اجزای مرزی قائم و افقی باید به نحوی طراحی شوند که نیروهای کششی محـوری انتهـای تقویـت قوسی را تحمل نمایند.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

ب) طراحی برای اثر توأم نیروی محوری و لنگر خمشی: مقاومت موردنیاز ورق قوسی تحت اثر توأم نیروی محوری و لنگر خمشی در صفحهٔ دیوار ناشی از تغییرشکل اتصال در غیاب سایر نیروها، از روابط زیر تعیین می‌شود:

$$P_r = \frac{15EI_y}{\alpha_s(16e^2)}\left(\frac{\Delta}{H}\right)$$

$$M_r = P_r e$$

که در آن:

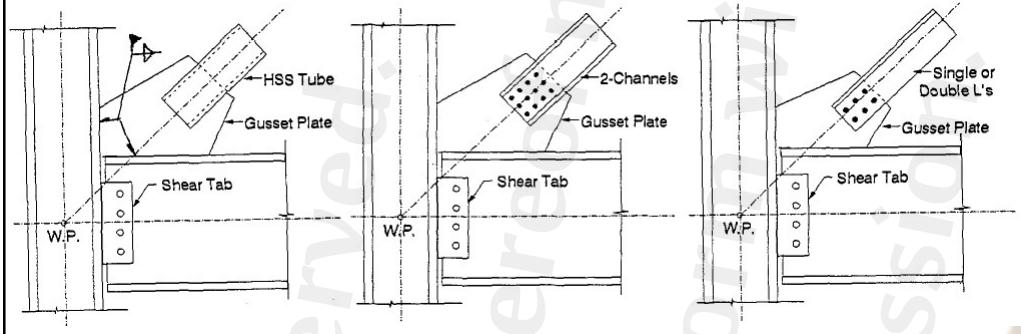
E مدول الاستیسیتهٔ فولاد، H ارتفاع طبقه، I_y ممان اینرسی ورق حول محور y، Δ تغییرمکان جانبی نسبی طرح طبقه است.

اجزای مرزی قائم و افقی باید برای تحمل توأم نیروی محوری و لنگر خمشی مؤثر بر انتهای تقویت قوسی طراحی شوند.

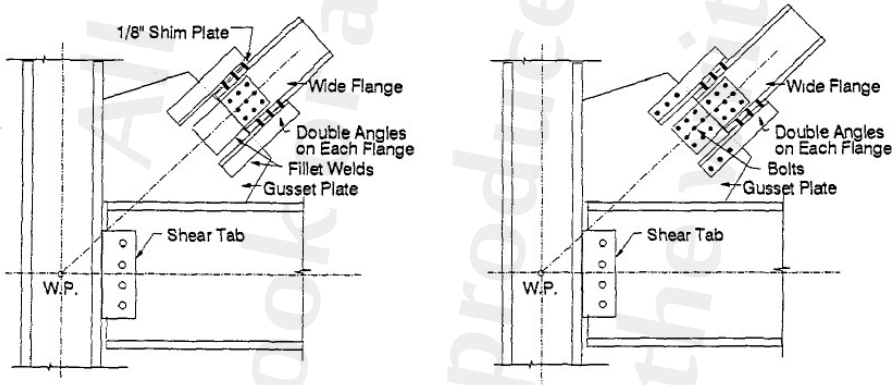
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

مقدمه‌ای بر رفتار لرزه‌ای اتصالات مهاربندها

نمونه‌هایی از اتصالات گاست پلیت به مهاربند ...

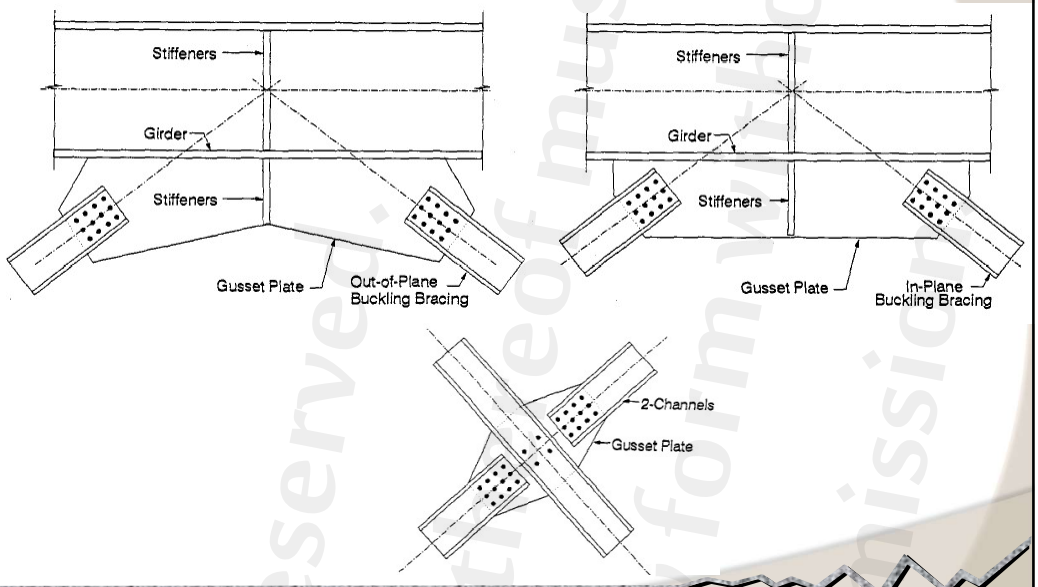


صفحه ۶۹۷ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission



صفحه ۶۹۸ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



صفحه ۶۹۹ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

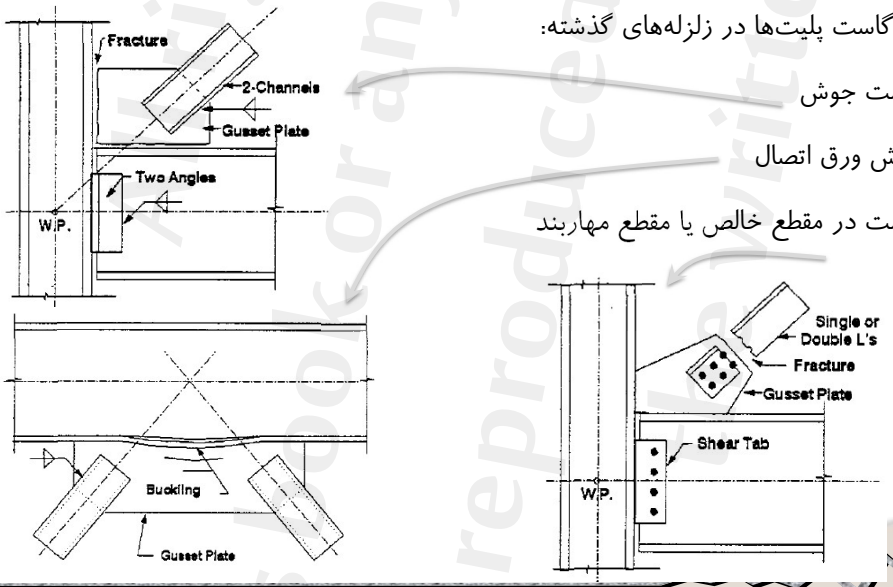
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

عملکرد گاست پلیت‌ها در زلزله‌های گذشته:

شکست جوش

کمانش ورق اتصال

شکست در مقطع خالص یا مقطع مهاربند



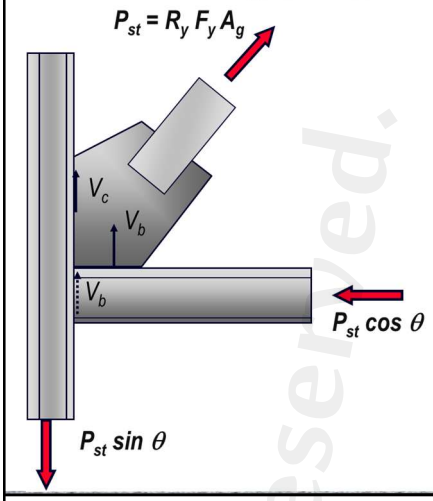
صفحه ۷۰۰ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

طراحی ورق اتصال توسط روش نیروی یکنواخت

Design procedure using the uniform force method

* براساس تحقیقات AISC (Thornton, 1991) روش نیروی یکنواخت دارای دقت بالایی است.

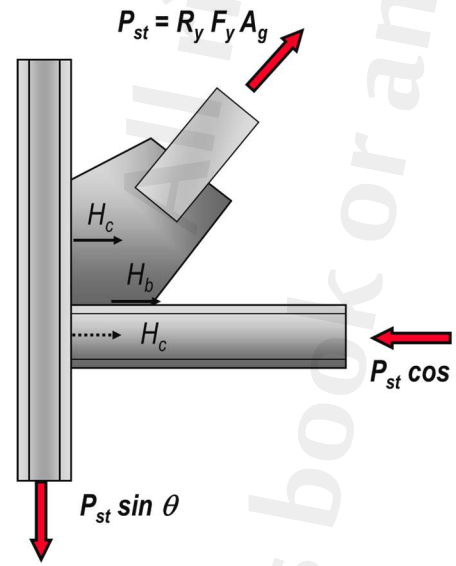


*مطابق شکل روبرو مولفه قائم P_u را میتوان به دو قسمت تقسیم نمود: ۱- V_{uc}: نیرویی که بصورت مستقیم به ستون انتقال می‌یابد. ۲- V_{ub}: نیرویی که بصورت غیر مستقیم و توسط اتصال تیر به ستون منتقل می‌شود.

$$V_c + V_b = P_{st} \sin \theta$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

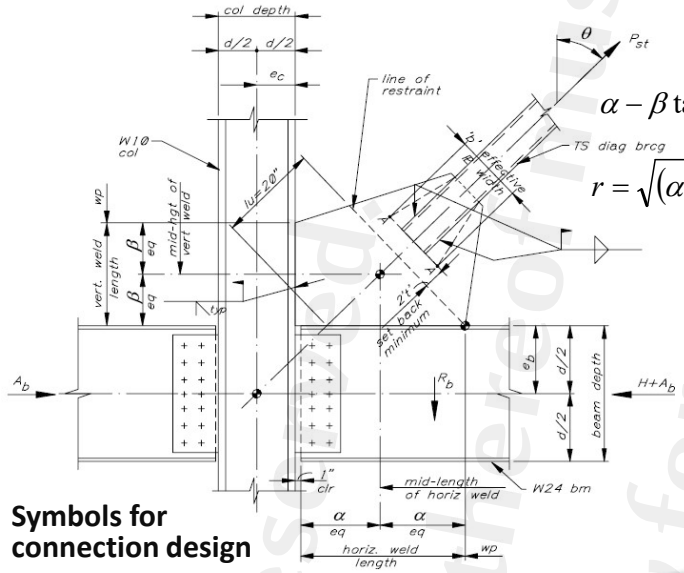


*مطابق شکل روبرو مولفه افقی P_u را میتوان به دو قسمت تقسیم نمود: ۱- H_c: نیرویی که بصورت غیر مستقیم به تیر انتقال می‌یابد. ۲- H_b: نیرویی که بصورت مستقیم به تیر منتقل می‌شود.

* نشریه ۲۶۴ (آیین‌نامه اتصالات در سازه های فولادی) چهار روش برای محاسبه توزیع نیروی مهاربند بین تیر و ستون ارائه نموده است.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



Symbols for connection design

*مطابق شکل روبرو داریم:

$$\alpha - \beta \tan\theta = e_b \tan\theta - e_c \qquad (1)$$

$$r = \sqrt{(\alpha + e_c)^2 + (\beta + e_b)^2} \qquad (2)$$

$$H_b = \left(\frac{\alpha}{r}\right)P \qquad (3)$$

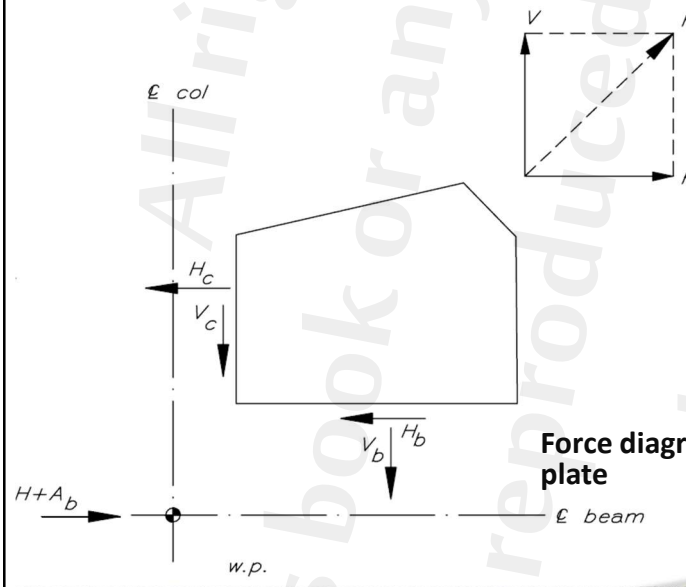
$$V_b = \left(\frac{e_b}{r}\right)P \qquad (4)$$

$$V_c = \left(\frac{\beta}{r}\right)P \qquad (5)$$

$$H_c = \left(\frac{e_c}{r}\right)P \qquad (6)$$

صفحه ۷۰۳ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



Force diagram at gusset plate

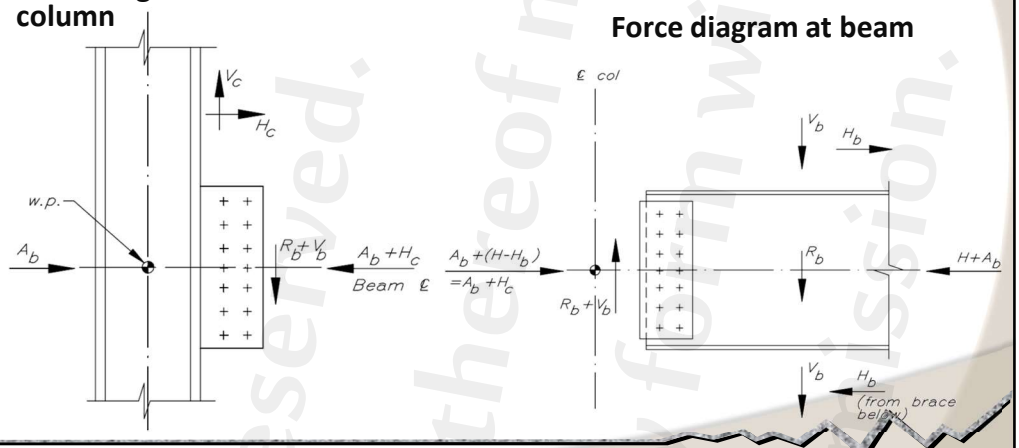
* بنابراین دیاگرام توزیع نیروها بر روی ورق اتصال بصورت شکل روبرو خواهد بود:

صفحه ۷۰۴ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

❊ همچنین دیاگرام توزیع نیروها بر روی ستون و تیر نیز به مانند شکل زیر است:

که در آن A_b نیروی محوری تیر ناشی از نیروی طراحی دیافراگم است.



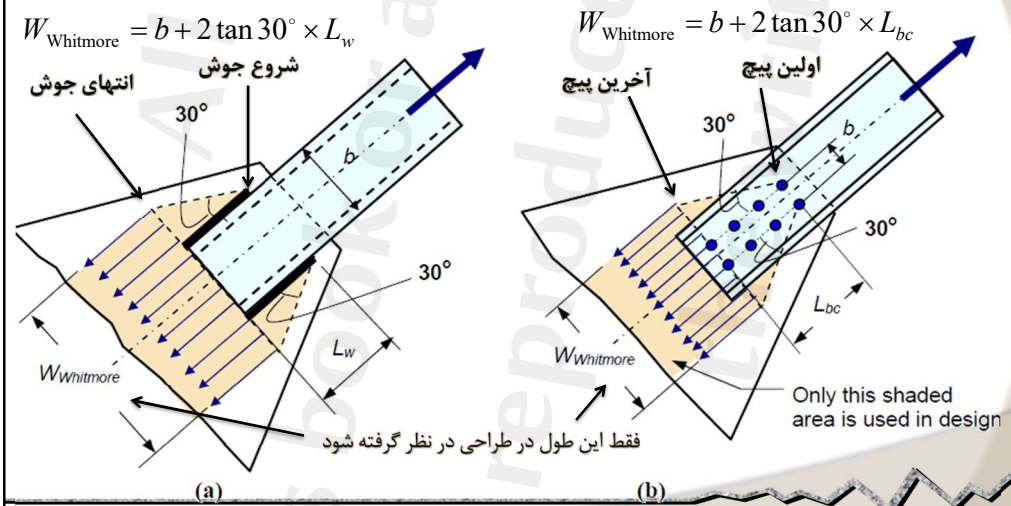
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

محاسبه عرض موثر در محل مفصل خمیری (W)

تعیین مقدار W یکی از پارامترهای مهم طراحی است که معمولاً از روش ویتمور استفاده میشود.

Whitmore's Width, (a) for a Welded and (b) for a Bolted Gusset Plate



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

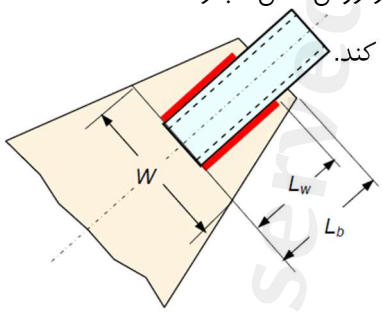
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

بعد از تعیین W، ضخامت ورق اتصال از رابطه زیر تعیین میشود.

که t ضخامت ورق، ϕ_y=0.9 ضریب کاهش مقاومت در روش طراحی LRFD، و W عرض ورق در محل انتهای مهاربند است. F_{ypl} تنش تسلیم ورق است. T_r حداکثر نیروی کششی که برابر کمترین دو مقدار زیر بدست می‌باشد:

برابر $R_y F_y A_g$ در روش حالات حدی و ۰.۶ این مقدار در روش تنش مجاز است

برابر حداکثر نیروی باری سیستم میتواند به مهاربند وارد کند.



$$t = \frac{T_r}{\left(\phi_y F_{ypl} W\right)} \quad \rightarrow \quad LRFD$$

$$t = \frac{0.6 T_r}{\left(F_{ypl} W\right)} \quad \rightarrow \quad ASD$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

نکته: برای تعیین ضخامت ورق بایستی کنترل برش قالبی طبق بند ۱۰-۲-۹-۴ مبحث دهم (۹۲) برای طراحی به روش حالات حدی نیز صورت گیرد.

$$\phi R_n = 0.75\left[U_{bs} F_u A_{nt} + \min\begin{Bmatrix} 0.6 A_{nv} F_u \\ 0.6 A_{gv} F_y \end{Bmatrix}\right] \qquad (16-9-2-10)$$

در مبحث دهم ویرایش ۸۷ برای طراحی به روش تنش مجاز:

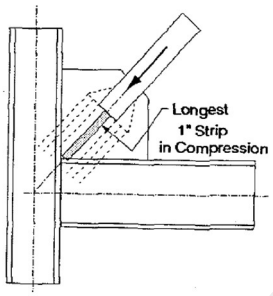
$$R_n = 0.3 A_v F_u + 0.5 A_t F_u \qquad (4-10-1-10)$$

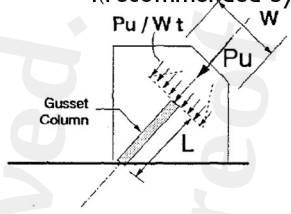
که در آن A_v مقطع خالص برشی، A_t مقطع خالص کششی، A_{gv} سطح مقطع کلی برش، A_{nt} سطح مقطع خالص تحت کشش، A_{nv} سطح مقطع خالص تحت برش و U_{bs} ضریب توزیع تنش با توجه به شکل ۱۰-۲-۹-۱۰ مبحث دهم تعیین شود که برای حالت مهاربند دوبل ناودانی به عنوان مثال برابر ۱ میباشد.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

نکته: برای تعیین ضخامت ورق بایستی کفایت ظرفیت فشاری ورق مهاربند نیز کنترل شود. طول سخت نشده ورق شامل انتهای مهاربند (با لحاظ نمودن فاصله **2t**) تا سطح تیر یا ستون که در شکل زیر نشان داده شده است به عنوان یک ستون با عرض واحد در نظر گرفته شده و ضریب لاغری آن برابر۱/۲ برای خارج از صفحه و ۰/۸ برای داخل صفحه در نظر گرفته شود (As recommended by Astaneh-Asl [1998] and Brown, 1988).





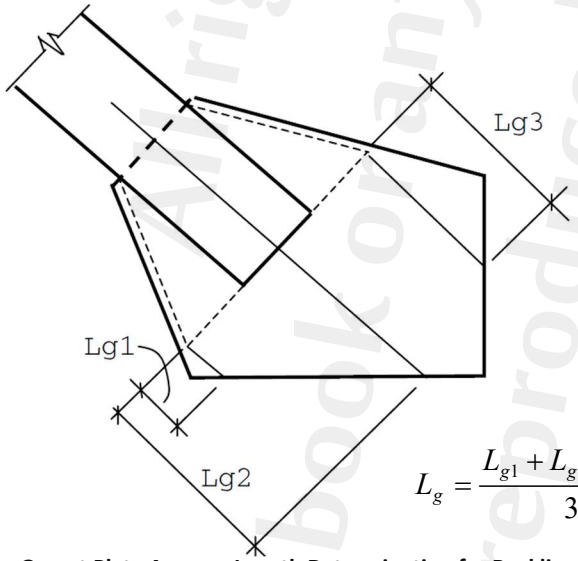
W=Whitmore's Width
t= Gusset Thickness
L= Length of Gusset Column

ظرفیت فشاری ورق بایستی از ظرفیت فشاری مهاربند در نظر گرفته شده، بیشتر باشد. مقدار شعاع ژیراسیون نیز با توجه به عرض نوار برابر است با:

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{\frac{1 \times t^3}{12}}{1 \times t}} = \frac{t}{\sqrt{12}} = 0.3 \times t$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



برای تعیین ظرفیت فشاری ستون مانند ورق مهاربند بایستی طول بیشترین ستون معادل که امکان پذیر است در نظر گرفته شود.

این طول را می‌توان از متوسط گیری طول‌های نشان داده شده در شکل روبرو که از انتهای عرض ویتمور هستند بدست آورد.

$$L_g = \frac{L_{g1} + L_{g2} + L_{g3}}{3}$$

Gusset Plate Average Length Determination for Buckling

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مثال)

طول دهانه : $3.24\ m$

ارتفاع طبقه : $3.24\ m$

مقطع تیر : $IPE\ 18$

مقطع ستون : $2\ IPE\ 22$

مقطع بادبند : $2\ UPA\ 10$

فاصله آزاد خمش : سه برابر ضخامت ورق اتصال.

نوع مهاربند: ضربدری- میزان نیروی محوری تیر در اثر نیروی طراحی دیافراگم برابر ۷ تن میباشد.

نوع الکترود E60 و کنترل کیفی در کارگاه به صورت چشمی صورت میگیرد.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

نیروهای طراحی:

$$2UPA10: \quad A_g = 21.8\,\text{cm}^2 \quad r_2 = 3.352\,\text{cm} \quad l = 458.21\,\text{cm}$$

$$P_t = F_y R_y A_g = 2400 \times 1.2 \left(21.8\,\text{cm}^2\right) = \underline{62780\,\text{kg}}$$

$$\frac{kl}{r} = \frac{0.5 \times 458.21}{3.352} = 68.35 < 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 136 \xrightarrow{\text{Page 48 subject 10}} F_{cr} = \left(0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right) F_y$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = 4225\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \Rightarrow F_{cr} = 1892\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \Rightarrow \quad P_n = 1892 \times 21.8 = \underline{41250\,\text{kg}}$$

طراحی ورق به مهاربند:

$$e_b = \frac{d_b}{2} = \frac{18}{2} = 9\,\text{cm} \quad , \quad e_c = \frac{d_c}{2} = \frac{22}{2} = 11\,\text{cm}$$

$$\theta = 45^\circ \qquad \alpha - \beta \tan\theta = e_b \tan\theta - e_c \quad \text{از رابطه (۱)}$$

$$\rightarrow \quad \alpha - \beta \tan\left(45^\circ\right) = 9\tan\left(45^\circ\right) - 11 \quad \Rightarrow \quad \alpha = \beta - 2$$

$$\rightarrow \quad \alpha = 15\,\text{cm} \quad \Rightarrow \quad \beta = 17\,\text{cm}$$

برای سعی اولیه مقدار α=15 cm در نظر می‌شود.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

$$r=\sqrt{(\alpha+e_c)^2+(\beta+e_b)^2}=\sqrt{(15+11)^2+(17+9)^2}=36.77\,\text{cm}$$

ورق به تیر:

$$H_b=62780\frac{15\,\text{cm}}{36.77\,\text{cm}}=25600\,\text{kg}$$

$$V_b=62780\frac{9\,\text{cm}}{36.77\,\text{cm}}=15360\,\text{kg}$$

ورق به ستون:

$$V_c=62780\frac{17\,\text{cm}}{36.77\,\text{cm}}=29000\,\text{kg}$$

$$H_c=62780\frac{11\,\text{cm}}{36.77\,\text{cm}}=18700\,\text{kg}$$

$$A_b=8000\,\text{kg}$$

طراحی جوش ورق به مهاربند: طبق بند ۱۰-۲-۹-۲-۲ حداقل بعد جوش گوشه باید طبق جدول ۱۰-۲-۹-۲ تعیین شود. از طرفی نباید از ضخامت نازکترین قطعه متصل شونده تجاوز نماید. طبق این جدول حداقل بعد جوش برابر ۰/۵ سانتیمتر است که ما ۶ میلیمتر در نظر می‌گیریم

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

* با توجه به جدول ۱۰-۲-۹-۳ مقدار مقاومت جوش و ارزش جوش بصورت زیر تعیین میشود:

$$\phi R_n=0.75(0.707\times0.6\times0.6\times4200)=800\,\frac{\text{kg}}{\text{cm}}$$

$$4l_w=\frac{P_u}{\phi R_n}=\frac{62780}{800}78.5\quad\Rightarrow\quad l_w\approx20\,\text{cm}$$

* کنترل برش قالبی ورق اتصال:

$$\phi R_n=0.75\left[U_{bs}F_uA_{nt}+\min\begin{Bmatrix}0.6A_{nv}F_u\\0.6A_{gv}F_y\end{Bmatrix}\right]$$

$$=0.75\left[1\times3700\times10\times t+\min\begin{Bmatrix}0.6\times2\times20\times t\times3700\\0.6\times2\times20\times t\times2400\end{Bmatrix}\right]=62780\,\text{kg}\quad\Rightarrow\quad t_{\min}=0.8cm$$

$use\ \ \text{t}=1\,\text{cm}$

* کنترل ظرفیت فشاری ورق اتصال:

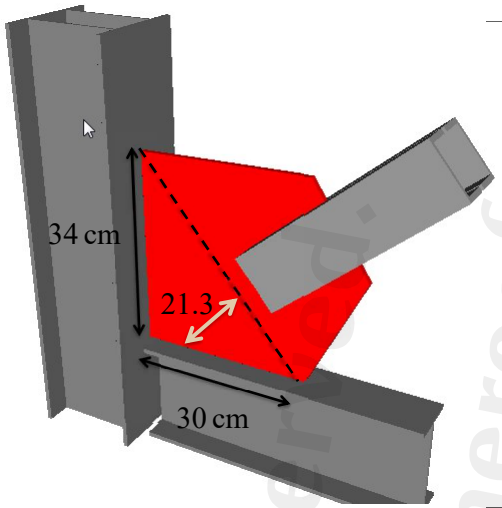
$$W_{\text{Whitmore}}=b+2\tan30^\circ\times L_w=10+2\tan30^\circ\times22.5\,\text{cm}=36\,\text{cm}$$

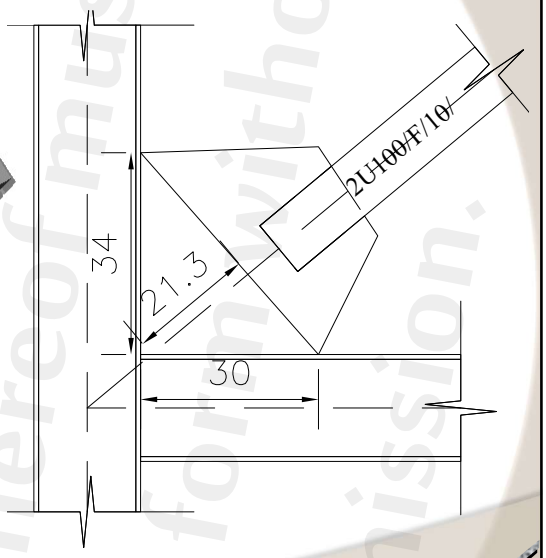
* مطابق شکل اسلاید بعدی طول معادل ستون در قسمت سخت نشده ورق معادل ۲۱/۳ سانتیمتر تعیین میشود.
ضریب طول موثر برای این ستون معادل برابر ۱/۲ توصیه شده است.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel





صفحه ۷۱۵ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

$$r = \frac{t}{\sqrt{12}} = \frac{1.0}{\sqrt{12}} = 0.289\,\text{cm} \quad \rightarrow \quad \frac{kl}{r} = \frac{1.2(21.3)}{0.289} = 88$$

$$\xrightarrow{Page\ 48\ subject\ 10} \quad F_{cr} = \left(0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right) F_y$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = 2550\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \Rightarrow F_{cr} = 1618\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\Rightarrow \quad \text{Gusset capacity:} \quad (1.0)(36)(1618) = 58260\,\text{kg} > P_c = 41250 \ \text{Ok}$$

صفحه ۷۱۶ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

❊ طراحی ورق اتصال به تیر:

$$l_w = (30 - 2.5_{clr}) = 27.5\,\text{cm}$$

$$f_x = \frac{H_b}{2(l_w)} = \frac{25600\,\text{kg}}{2(27.5\,\text{cm})} = 465\,\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad (\text{x-component})$$

$$f_y = \frac{V_b}{2(l_w)} = \frac{15360\,\text{kg}}{2(27.5\,\text{cm})} = 280\,\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad (\text{y-component})$$

$$f_r = \sqrt{\left(465\,\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right)^2 + \left(280\,\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right)^2} = 540\,\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad (\text{resultant})$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

$$\phi R_n = 0.75(0.6\times 4200)a_e = 1890 a_e\,\frac{\text{kg}}{\text{cm}} \quad \Rightarrow \quad a_e = \frac{f_r}{\phi R_n} = 0.3\,\text{cm}$$

$$\Rightarrow \quad a_w = \frac{a_e}{0.707} = \frac{0.3}{0.707} = 0.4\,\text{cm}$$

حداقل بعد جوش گوشه باید طبق جدول ۱۰-۲-۹-۲ تعیین شود. از طرفی نباید از ضخامت نازکترین قطعه متصل شونده تجاوز نماید. طبق این جدول حداقل بعد جوش برای ورق مهاربند با ضخامت ۱ سانتیمتر، برابر ۰/۵ سانتیمتر است.

❊ کنترل تسلیم موضعی جان تیر IPE180:

$$\text{For IPE}180: \quad t_w = 0.53\,\text{cm} \quad , \quad k = 1.7\,\text{cm}$$

$$N = l_w = 27.5\,\text{cm} \quad , \quad R = V_b = 15360\,\text{kg}$$

کنترل این قسمت طبق ضوابط بند ۱۰-۲-۹-۲-۱۰صورت میگیرد.

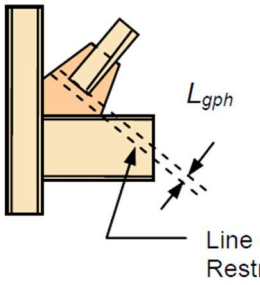
$$\frac{R}{t_w(N+2.5k)} = \frac{15360\,\text{kg}}{0.53\,\text{cm}(27.5\,\text{cm}+2.5\times 1.7)} = 912\,\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < F_y = 2400\,\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{Ok}$$

❊ طراحی جوش ورق به ستون: این قسمت نیز به مانند طراحی جوش ورق به تیر میباشد.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

جزئیات اتصال

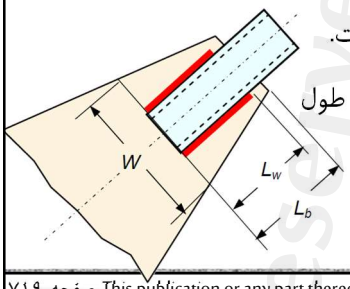


* طبق بند ۱۰-۳-۹-۲-۳-۴ مبحث دهم، بایستی برای اتصالات مهاربندهای هم محور، فاصله حداقل **2t** و حداکثر **4t** رعایت شود مگر آنکه برای خمش طراحی شود.

* زاویه مهاربند با افق بین ۳۰ تا ۶۰ درجه باشد.

* زوایای کمتر از ۳۰ و بیشتر از ۶۰ درجه باعث غیراقتصادی شدن طرح میشود.

* در اسلایدهای بعدی حالتهای مختلف اتصال نشان داده شده است.



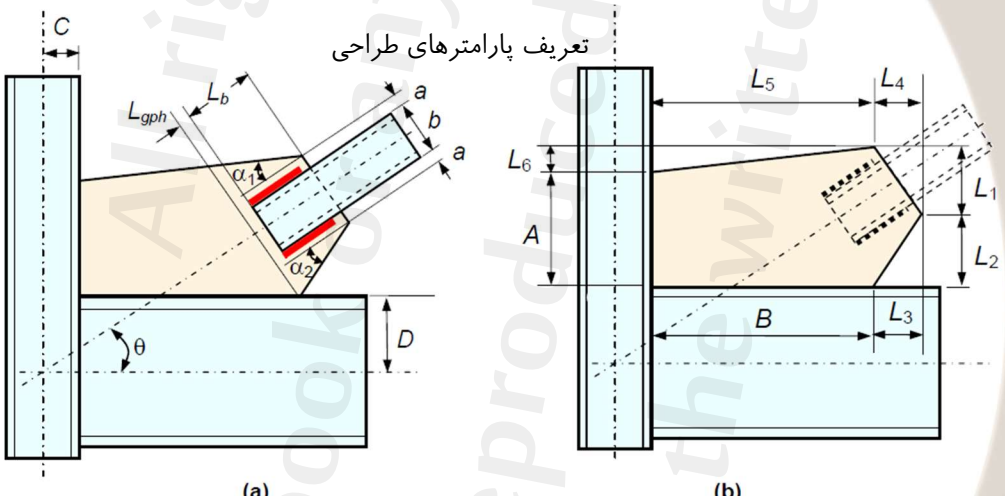
* طول مهاربند تا لبه ورق بایستی ۲/۵ تا ۵ سانتیمتر بیشتر از طول جوش مورد نیاز به مانند شکل روبرو اجرا شود.

$$L_b = L_w + (2.5 \ldots 5\,\text{cm})$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

جزئیات اتصال برای تهیه نقشه های اجرایی

تعریف پارامترهای طراحی

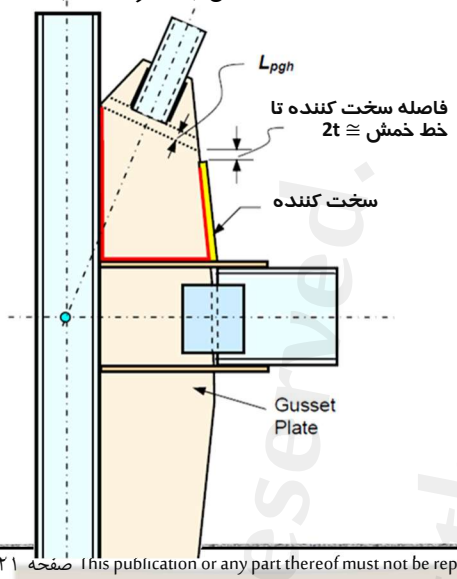


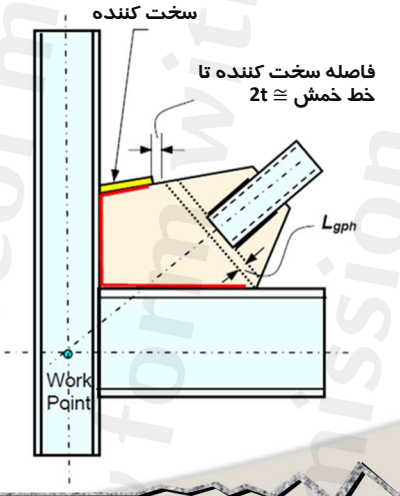
* پارامترهای مورد نیاز برای طراحی ورق اتصال: **A** و **B** و **L1** تا **L6** (هشت لبه)

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

در حالتی که از سخت کننده استفاده میشود، فاصله سخت کننده تا خط خمش به میزان حدوداً 2t رعایت شود.



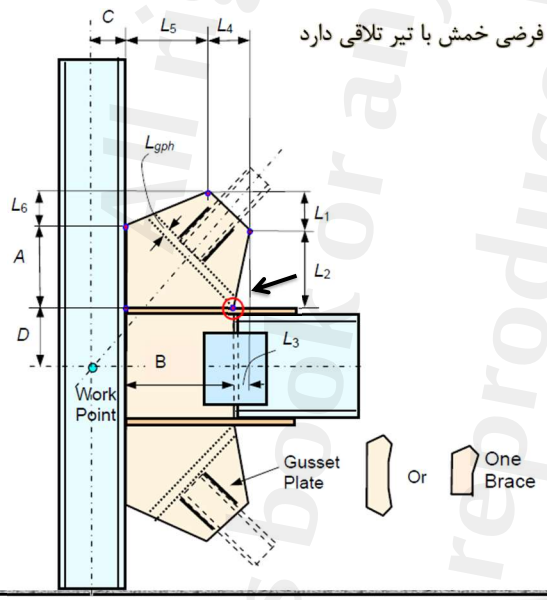


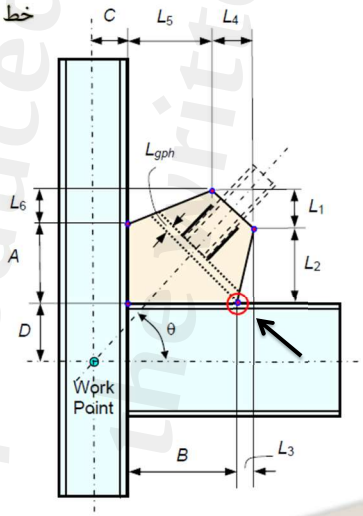
صفحه ۷۲۱ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

حالت ۱: خط خمش با تیر یا ستون تلاقی دارد

خط فرضی خمش با تیر تلاقی دارد

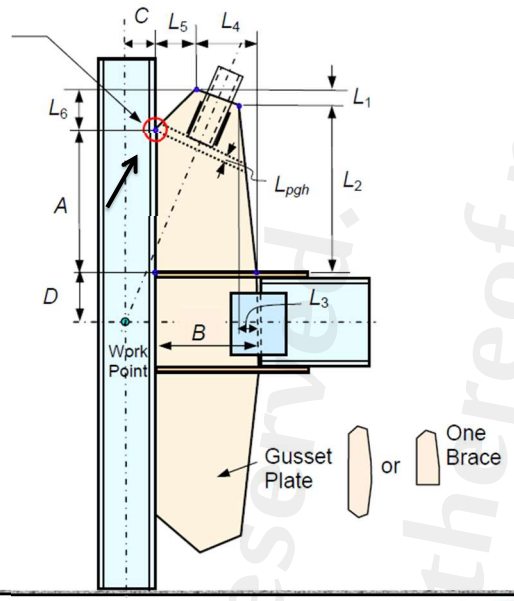


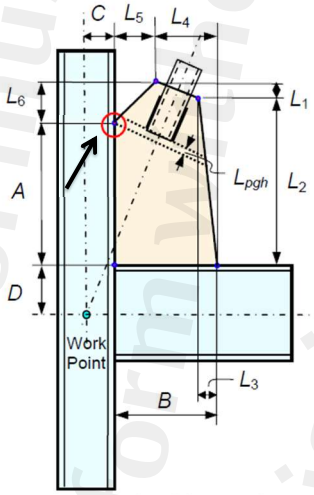


صفحه ۷۲۲ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

حالت۲: خط خمش با ستون تلاقی دارد



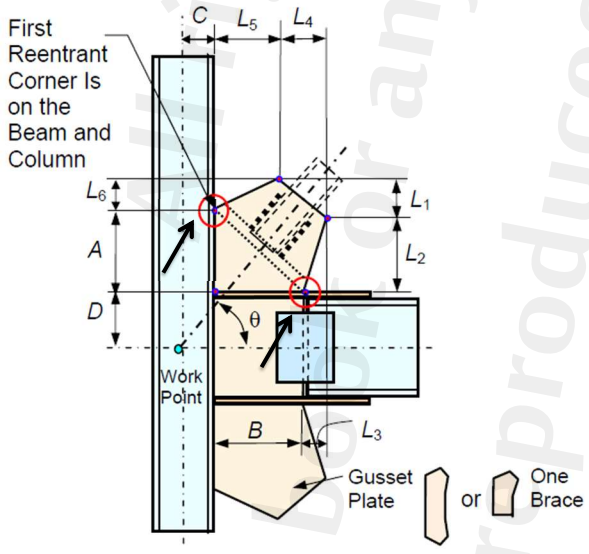


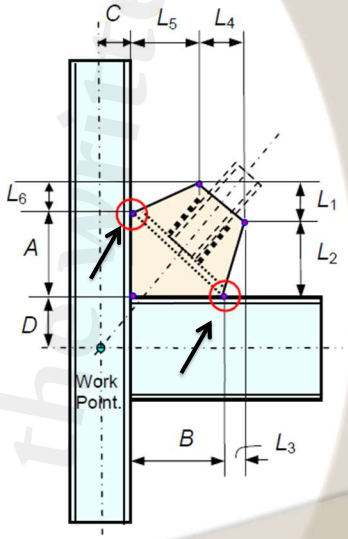
خط فرضی خمش با ستون تلاقی دارد

صفحه ۷۲۳ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

حالت۳: خط خمش با تیر و ستون تلاقی دارد

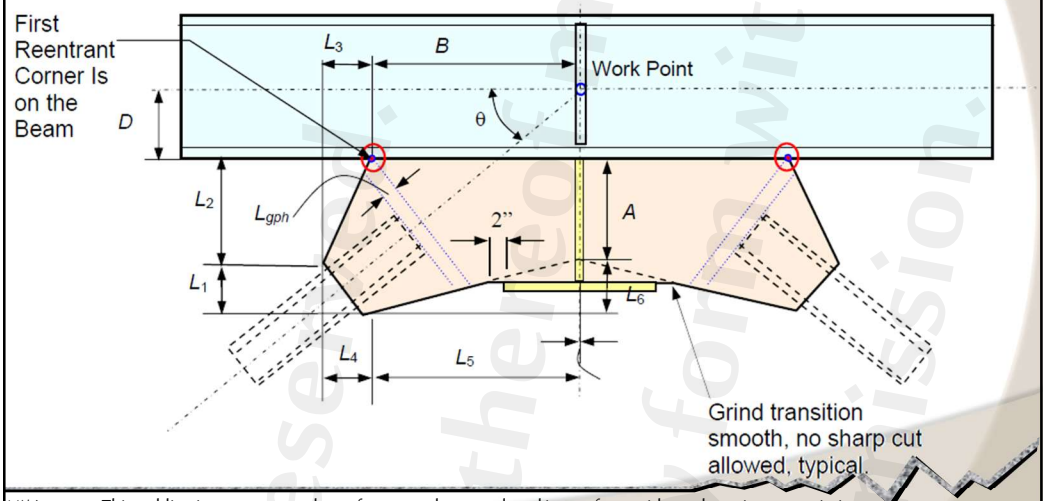




صفحه ۷۲۴ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

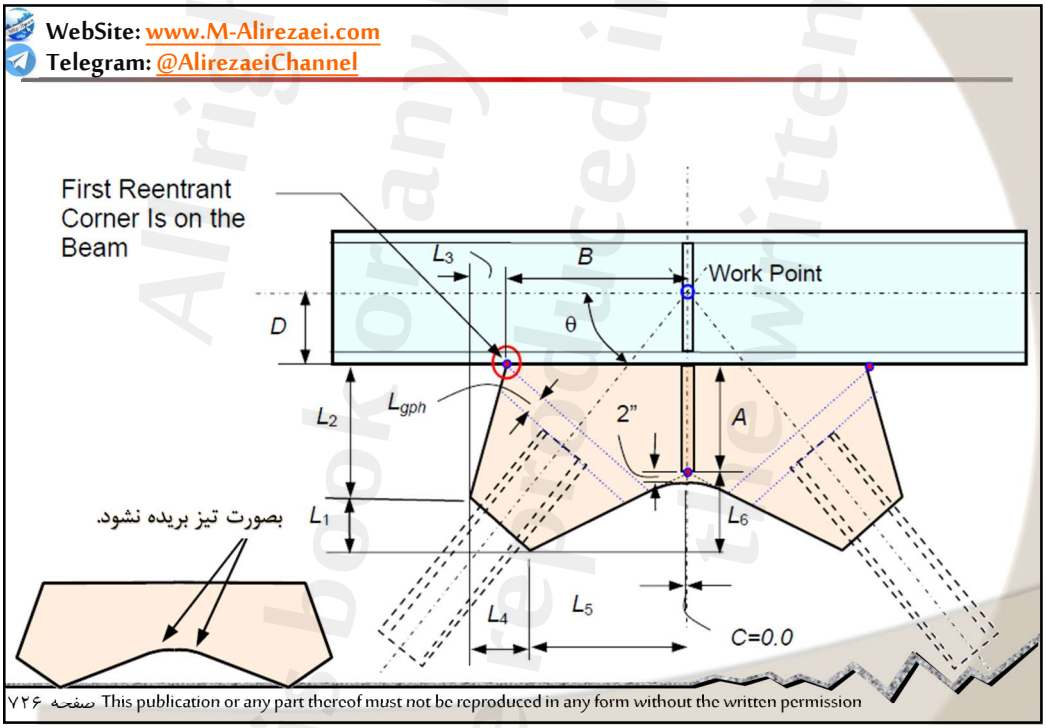
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

حالت۴: اتصال شورن، خط خمش با تیر تلاقی دارد



صفحه ۷۲۵ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

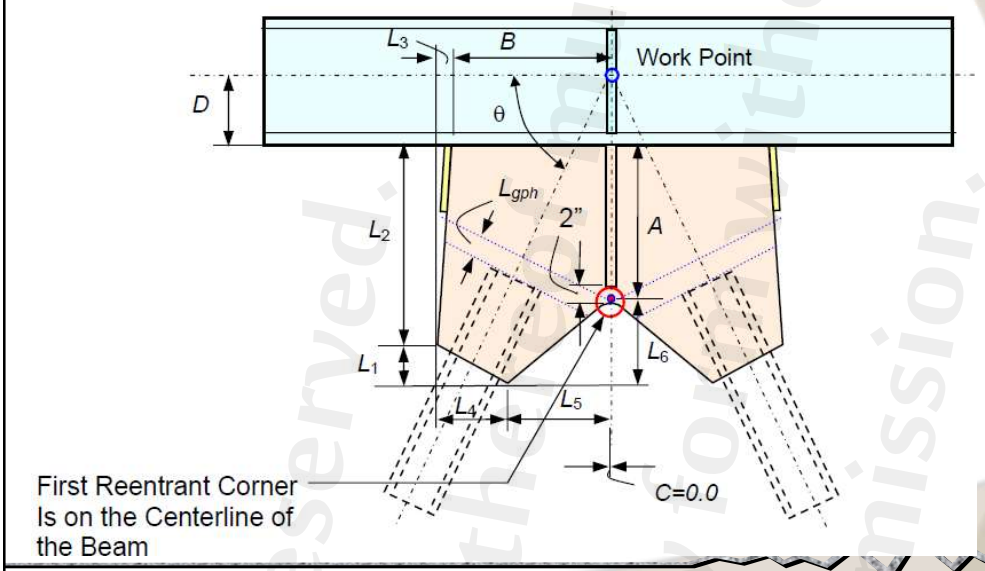
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



صفحه ۷۲۶ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

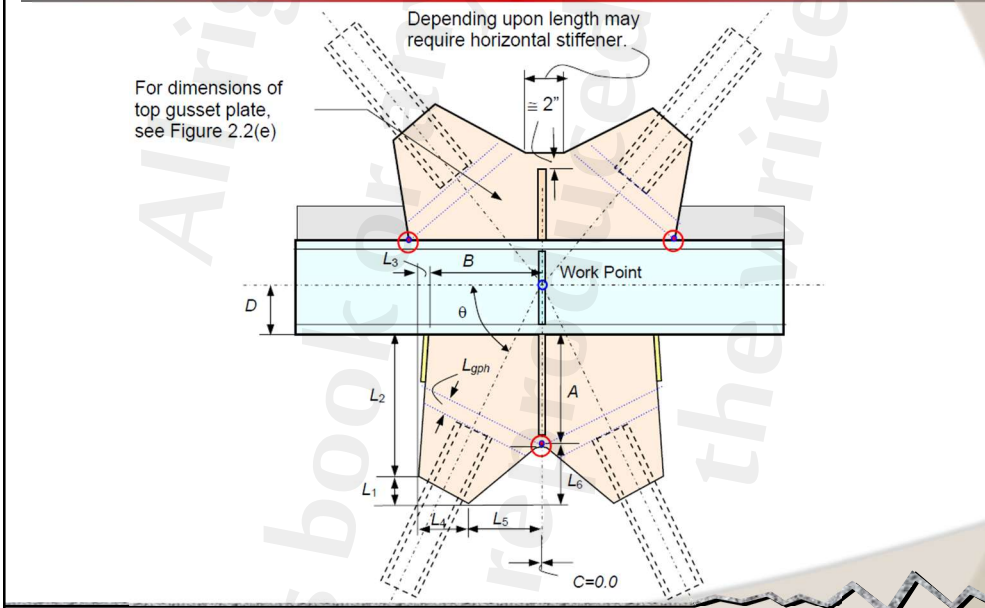
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

حالت۵: اتصال شورن، خط خمش با تیر تلاقی ندارد



صفحه ۲۲۷ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

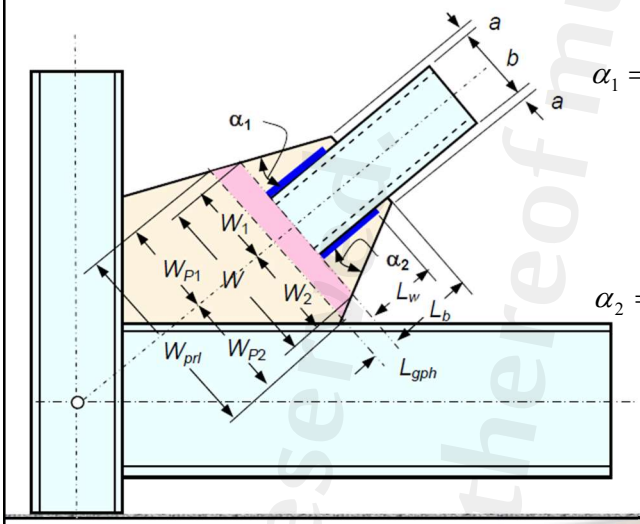
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



صفحه ۲۲۸ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مقدار زوایای α_1 و α_2 (زاویه مهاربند با لبه‌های ورق) بصورت زیر تعیین میشود:



$$\alpha_1 = \tan^{-1}\left[\frac{W_1 - \frac{b}{2} - a}{L_b}\right] \qquad (1)$$

$$\alpha_2 = \tan^{-1}\left[\frac{W_2 - \frac{b}{2} - a}{L_b}\right] \qquad (2)$$

بهتر است زوایای α_1 و α_2 برابر انتخاب شوند و یا حداکثر ۲ درجه اختلاف داشته باشند.

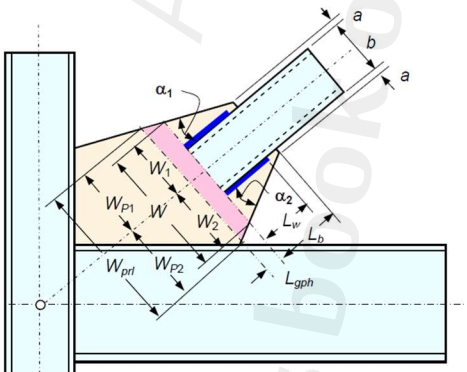
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مقدار W_{P1} و W_{P2} بصورت زیر تعیین می‌شود:

$$W_{P1} = a + \frac{b}{2} + (L_b + L_{gph})\tan\alpha_1 = W_1 + L_{gph}\tan\alpha_1 \qquad (3)$$

$$W_{P2} = a + \frac{b}{2} + (L_b + L_{gph})\tan\alpha_2 = W_2 + L_{gph}\tan\alpha_2 \qquad (4)$$



$$W_{prl} = W_{P1} + W_{P2} \qquad (5)$$

$$W_{prl} = (2a + b) + (L_b + L_{gph})\tan\alpha_1 + (L_b + L_{gph})\tan\alpha_2 \qquad (6)$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

محاسبه A و B، L1 تا L6

* تقاطع خط فرضی خمش با تیر یا ستون و یا به صورت همزمان با هم، به پارامترهای زیادی از جمله شیب مهاربند، عمق تیر و ستون، زوایای α_1 و α_2 و عرض ورق بستگی دارد. تغییر در هر یک از پارامترهای فوق می‌تواند مکان تقاطع خط فرضی خمش را تغییر دهد.

* برای تعریف پارامترها، دو خط Line1 و Line2 را مطابق شکل اسلاید بعدی در نظر بگیرید.

* Line1 عمود بر امتداد مهاربند بوده و از نقطه تلاقی خط فرضی خمش و ستون میگذرد.

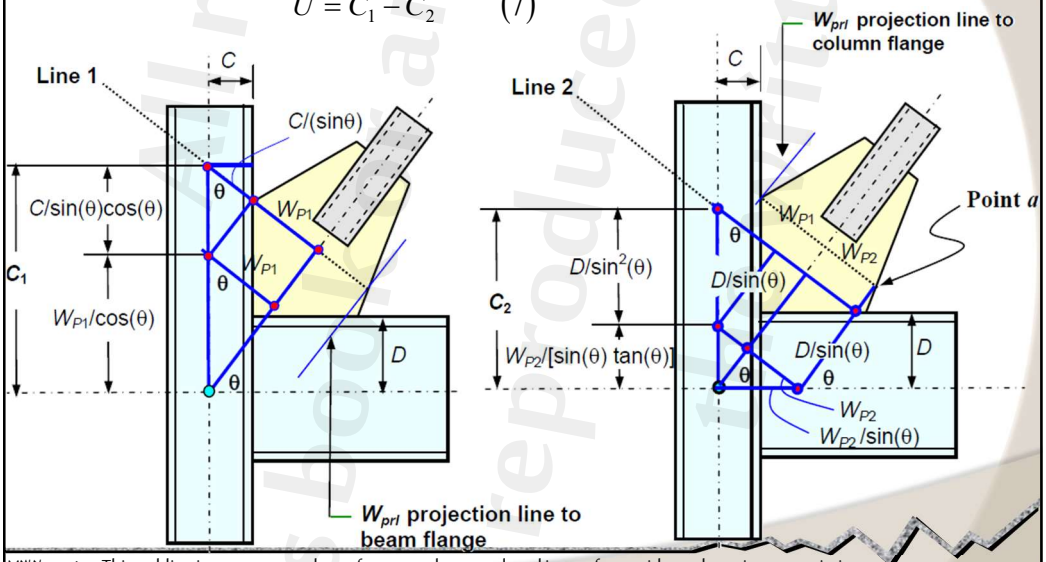
* Line2 عمود بر امتداد مهاربند بوده و از نقطه a که در شکل نشان داده شده است، میگذرد.

* D نصف عمق تیر، C نصف عمق ستون میباشند.

صفحه ۷۳۱ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

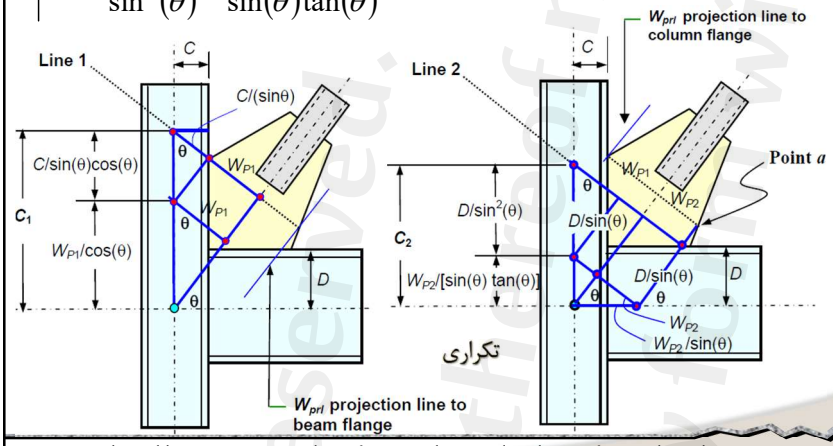
$$U = C_1 - C_2 \qquad (7)$$



صفحه ۷۳۲ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

$$\begin{cases} C_1 = \dfrac{C}{\sin(\theta)\cos(\theta)} + \dfrac{W_{P1}}{\cos(\theta)} & (8) \\ C_2 = \dfrac{D}{\sin^2(\theta)} + \dfrac{W_{P2}}{\sin(\theta)\tan(\theta)} & (9) \end{cases} \Rightarrow \begin{array}{lll} \text{if} & U > 0 & \text{نقطه تقاطع در ستون است.} \\ \text{if} & U < 0 & \text{نقطه تقاطع در تیر است.} \\ \text{if} & U = 0 & \text{نقطه تقاطع در تیر و ستون است.} \end{array}$$



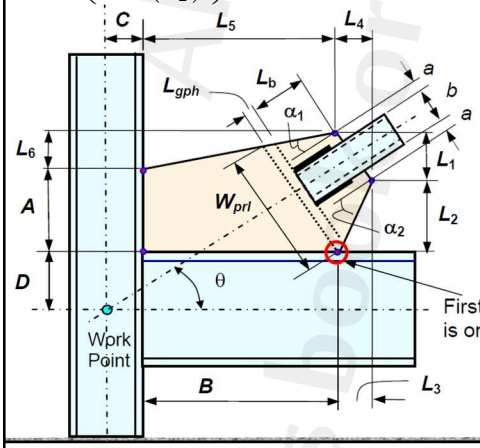
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

محاسبه A و B، L1 تا L6 وقتی نقطه تلاقی در تیر باشد.

$$L_1 = (2a+b)\cos(\theta) \quad (11)$$

$$L_2 = \left(\frac{L_{gph}+L_b}{\cos(\alpha_2)}\right)\sin(\theta+\alpha_2) \quad (12)$$



$$L_3 = \frac{L_2}{\tan(\theta+\alpha_2)} \quad (13)$$

$$B = \frac{D}{\tan(\theta)} + \frac{W_{P2}}{\sin(\theta)} - C \quad (14)$$

$$L_4 = (2a+b)\sin(\theta) \quad (15)$$

$$L_5 = B + L_3 - L_4 \quad (16)$$

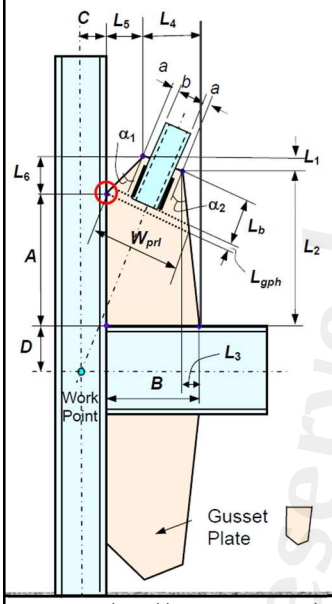
$$L_6 = L_5\tan(\theta-\alpha_1) \quad (17)$$

$$A = L_1 + L_2 - L_6 \quad (18)$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

محاسبه A و B، L1 تا L6 وقتی نقطه تلاقی در ستون باشد.



$$L_6 = \left[\frac{(L_{gph}+L_b)}{\cos(\alpha_1)}\right]\sin(\theta-\alpha_1) \qquad (19)$$

$$L_5 = \left[\frac{(L_{gph}+L_b)}{\cos(\alpha_1)}\right]\cos(\theta-\alpha_1) \qquad (20)$$

$$L_4 = (2a+b)\sin(\theta) \qquad (21)$$

$$A = C\tan(\theta)+\frac{W_{P1}}{\cos(\theta)}-D \qquad (22)$$

$$L_1 = (2a+b)\cos(\theta) \qquad (23)$$

$$L_2 = A+L_6-L_1 \qquad (24)$$

$$L_3 = L_2\tan(90^\circ-\theta-\alpha_2) \qquad (25)$$

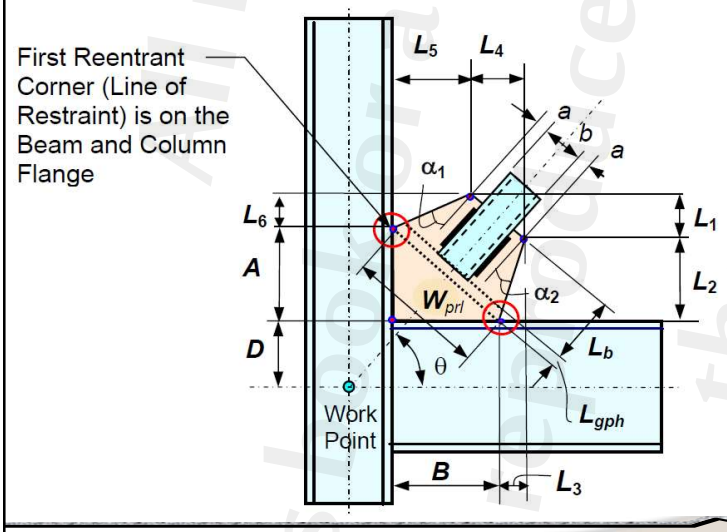
$$B = L_4+L_5-L_3 \qquad (26)$$

صفحه ۷۳۵ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

محاسبه A و B، L1 تا L6 وقتی نقطه تلاقی در تیر و ستون باشد.

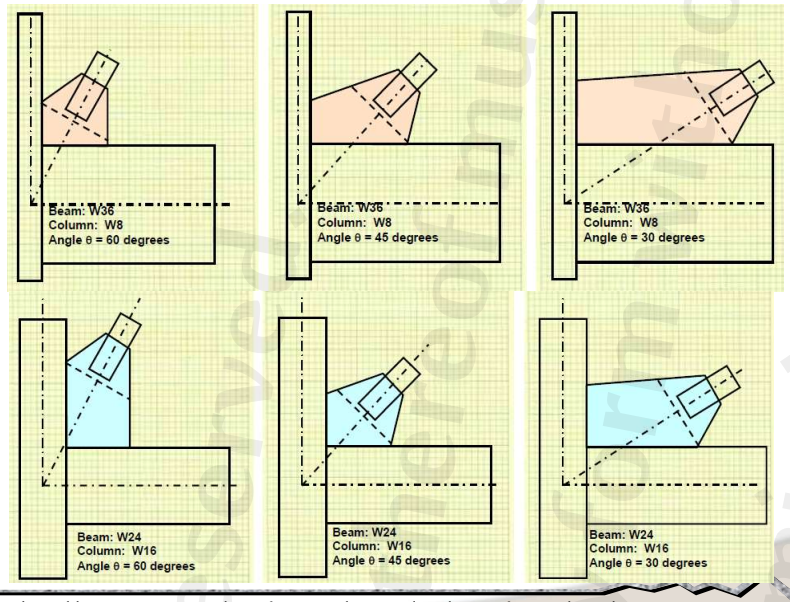
برای این منظور میتوان یکی از روابط گفته شده برای تقاطع خط خمش با تیر یا ستون را بکار برد.



صفحه ۷۳۶ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

چند مثال ...



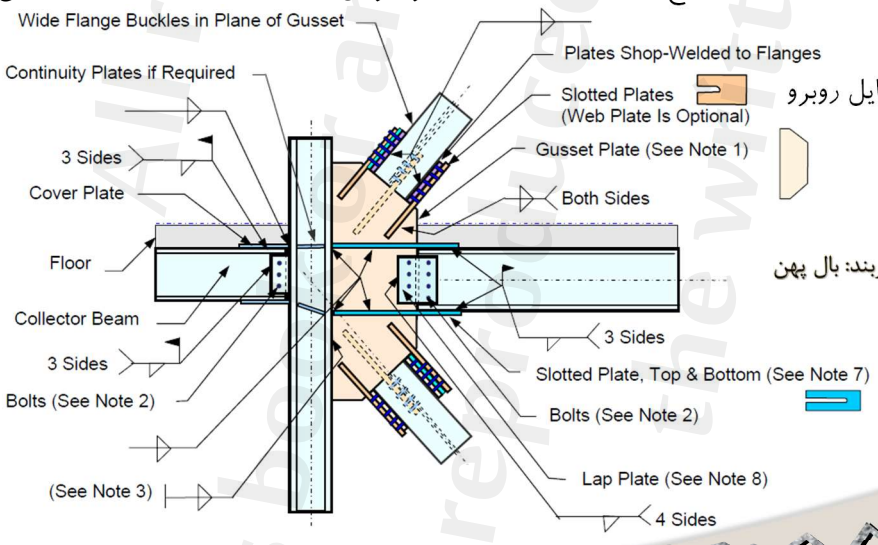
صفحه ۷۳۷ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

چند پیشنهاد جهت ارائه جزئیات اتصال مهاربند

وقتی دوران دورن صفحه رخ میدهد نیازی به در نظر گرفتن فاصله 2t نیست و ورق ارتجاعی می‌ماند.

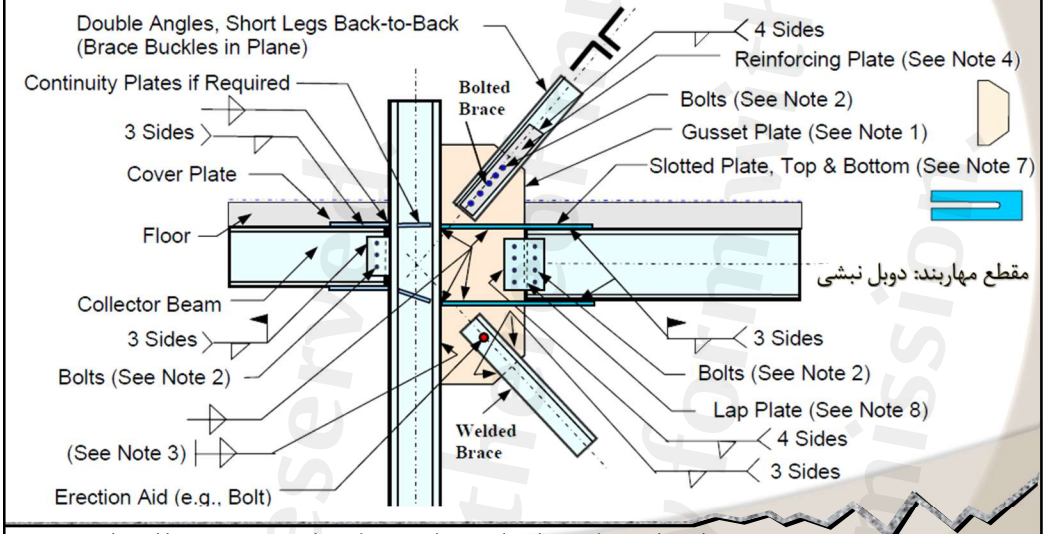
مانند دتایل روبرو



مقطع مهاربند: بال پهن

صفحه ۷۳۸ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

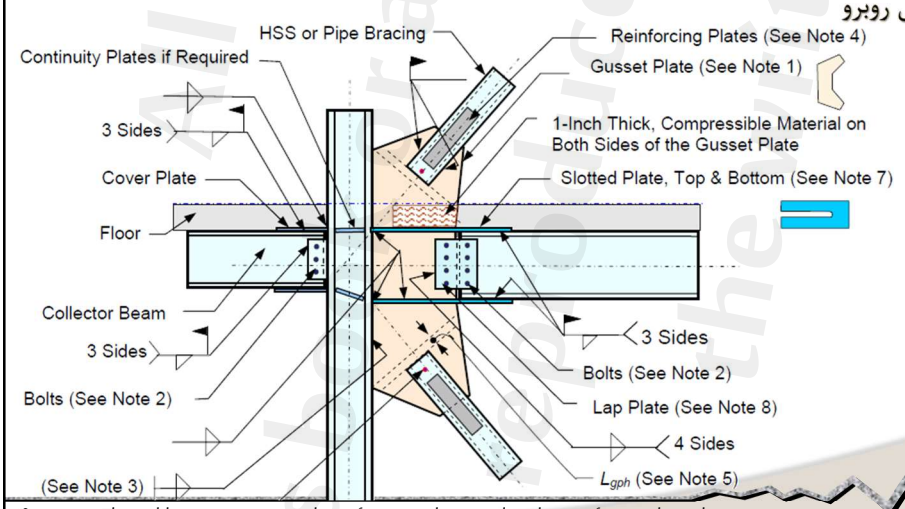


صفحه ۷۳۹ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

وقتی دوران برون صفحه رخ میدهد نیاز به در نظر گرفتن فاصله **2t** است.

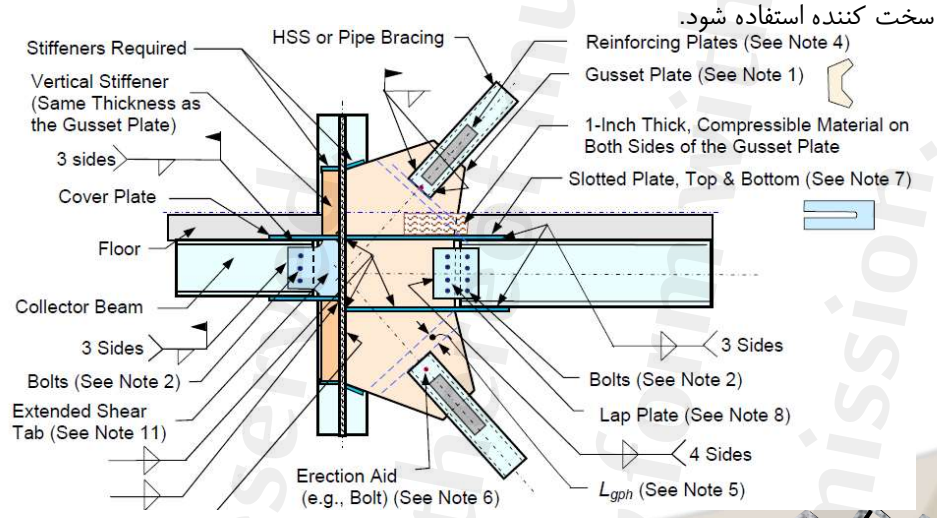
مانند دتایل روبرو



صفحه ۷۴۰ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

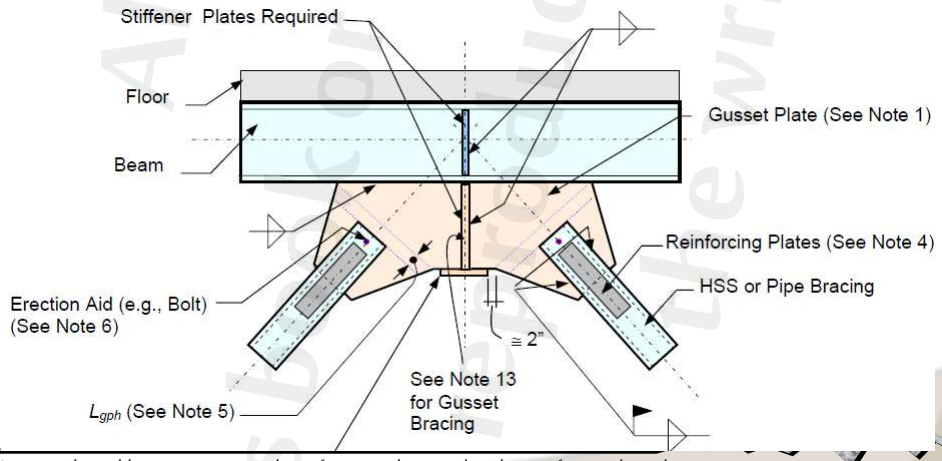
در حالتی که ورق اتصال به جان ستون متصل میشود، بهتر است برای انتقال بهتر بار از پشت جان از سخت کننده استفاده شود.



صفحه ۱ ۷۴ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

در مهاربند شورن در محل برخورد محور مهاربندها از یک سخت کننده استفاده شود.

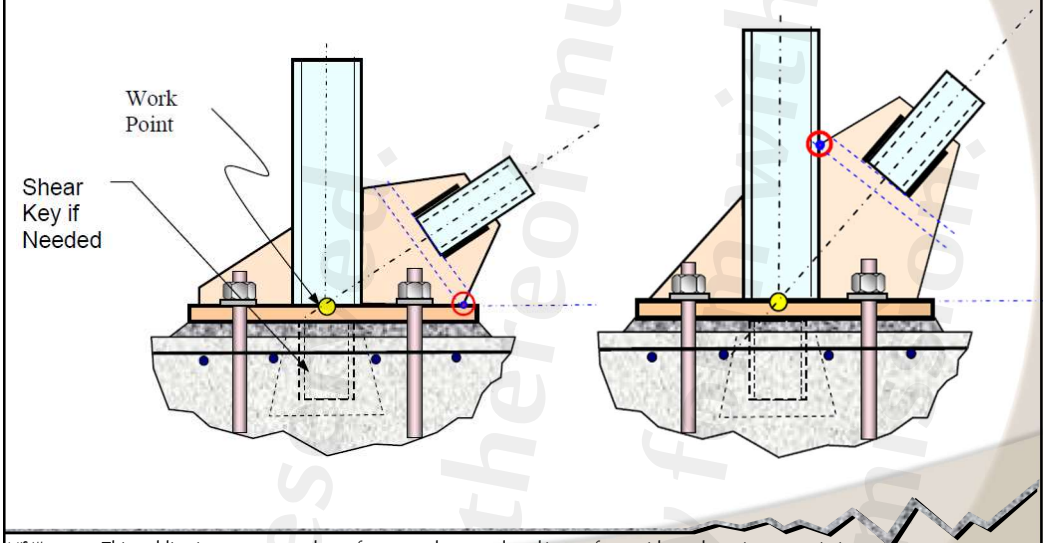


صفحه ۲ ۷۴ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

ابعاد صفحه اتصال در پای ستون

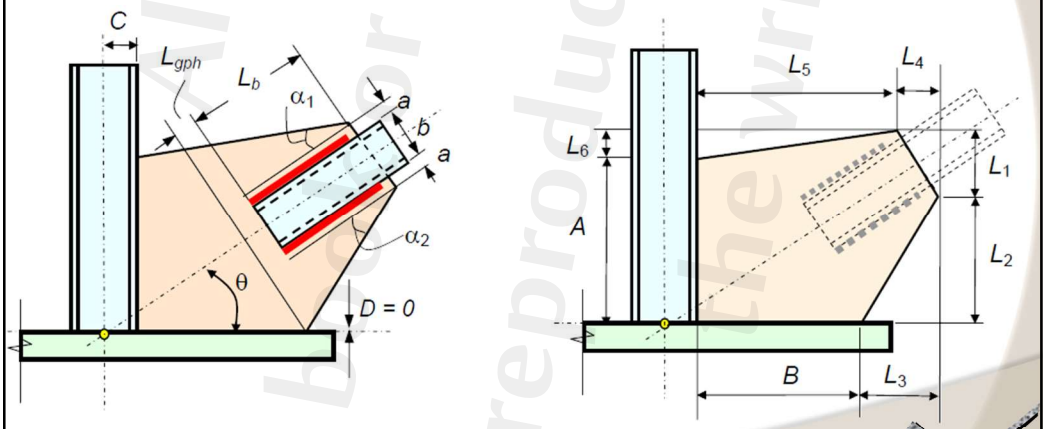
دو حالت زیر ممکن است رخ دهد.



صفحه ۷۴۳ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

روابط تعیین ابعاد ورق مانند قبل میباشند، با این تفاوت که مقدار D=0 میباشد.



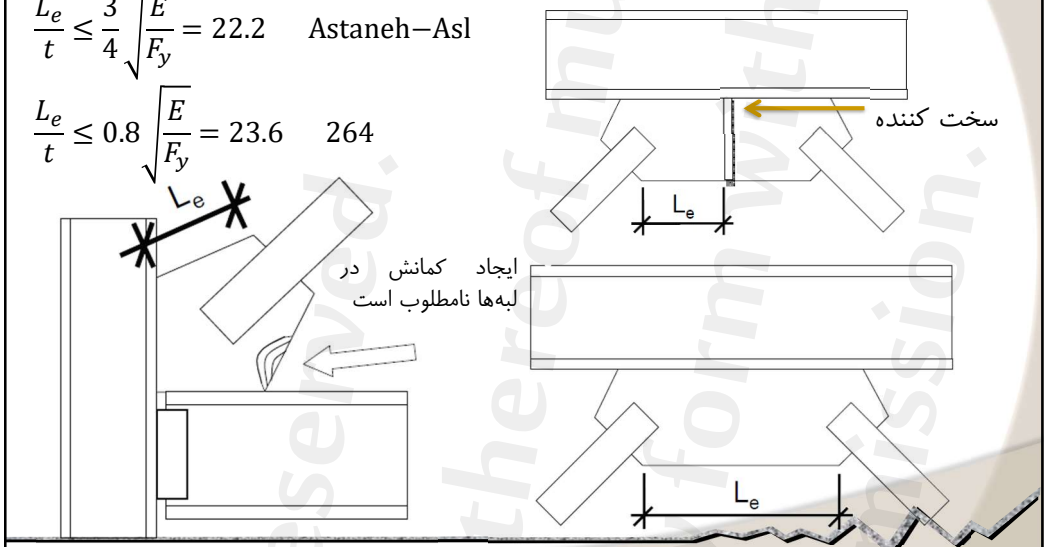
صفحه ۷۴۴ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

کمانش لبه‌های ورق به هیچ عنوان مطلوب نیست و باید جلوگیری شود. (توسط سخت کننده)

$$\frac{L_e}{t} \le \frac{3}{4}\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 22.2 \quad \text{Astaneh-Asl}$$

$$\frac{L_e}{t} \le 0.8\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 23.6 \quad 264$$

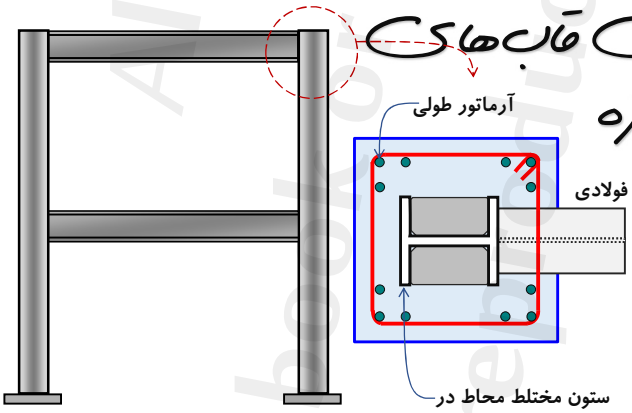


صفحه ۷۴۵ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

فصل چهارم

الزامات لرزه‌ای قاب‌های خمشی مختلط ویژه



برمبنای مبحث دهم و AISC

Composite Special Moment Frames (C-SMF)

صفحه ۷۴۶ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

الزامات لرزه‌ای قاب‌های خمشی مختلط ویژه (C-SMF)

الزامات عمومی

قاب‌های خمشی مختلط ویژه (C-SMF) با اتصال گیردار تیر به ستون باید براساس الزامات این بخش طراحی شوند. در این نوع قاب‌های خمشی مختلط، ستون‌ها از نوع بتن آرمه یا مختلط و تیرها از نوع فولادی تنها، فولادی با دال بتنی متکی بر آن و با عملکرد مختلط کامل یا مختلط محاط در بتن و با عملکرد مختلط کامل تشکیل می‌شوند.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

مبانی طراحی

با به‌کارگیری الزامات در نظر گرفته شده در این بخش انتظار می‌رود که در قاب‌های خمشی مختلط ویژه، تغییرشکل‌های فرا ارتجاعی قابل توجهی در محدودهٔ دو انتهای تیرها و تسلیم محدودی در چشمهٔ اتصال ستون‌ها ایجاد شود. در این نوع قاب‌ها، طراحی ستون‌ها باید به طریقی صورت گیرد که در هر گره ضابطهٔ نسبت لنگر خمشی ستون به لنگر خمشی تیر (ضابطهٔ تیر ضعیف-ستون قوی) رعایت گردد. در این نوع قاب‌های خمشی تسلیم خمشی در پای ستون مجاز است.

الزامات تحلیل

در تحلیل قاب‌های خمشی مختلط ویژه، اگر به صورت قاب‌های خمشی صفحه‌ای مجزا مورد استفاده قرار گیرند، رعایت ضابطهٔ اضافی، الزامی نیست. در مورد ستون‌هایی از این قاب‌ها که در محل تقاطع دو قاب خمشی قرار می‌گیرند، آثار لنگر در امتداد متعامد نیز باید مورد توجه قرار گیرد.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

الزامات سیستم

نسبت لنگر خمشی ستون به لنگر خمشی تیر

در قاب‌های خمشی مختلط ویژه، در کلیهٔ گره‌های اتصالات گیردار تیر به ستون، رعایت ضابطهٔ زیر (ضابطهٔ تیر ضعیف-ستون قوی) الزامی است:

$$\frac{\sum M^*_{pcc}}{\sum M^*_{pcb}} > 1.0$$

که در آن، $\sum M^*_{pcc}$ مجموع مقادیر اسمی مقاومت خمشی ستون‌های بالا و پایین گره اتصال در امتداد مورد نظر که با در نظر گرفتن آثار نیروی محوری ستون در محل محور مرکزی تیر محاسبه می‌شود. برای ستون‌های مختلط، مقاومت خمشی اسمی (M^*_{pcc}) باید براساس الزامات بخش ۱۰-۲-۸ این مبحث و با منظور نمودن اثر نیروی محوری ستون حاصل از ترکیبات بارگذاری شامل زلزلهٔ تشدیدیافته به دست آید. برای ستون‌های بتن آرمه مقاومت خمشی اسمی (M^*_{pcc}) باید براساس الزامات مبحث نهم مقررات ملی ساختمان و با منظور نمودن اثر نیروی محوری ستون حاصل از ترکیبات متعارف بارگذاری تعیین شود.

تبصره: درصورتیکه گره موردنظر در محل تلاقی دو قاب خمشی قرار گرفته باشد، در صفحهٔ مورد نظر برای محاسبهٔ M^*_{pcc} علاوه بر اثر نیروی محوری، باید اثر لنگر خمشی موردنیاز امتداد عمود بر صفحه نیز به نحو مقتضی لحاظ شود.

صفحه ۷۴۹ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

$\sum M^*_{pcb}$ مجموع مقادیر لنگرهای خمشی تیرها در گره اتصال و در امتداد موردنظر که نسبت به محور ستون محاسبه می‌شود. محاسبهٔ مقدار این لنگرها باید براساس آثار حداکثر لنگر خمشی مورد انتظار تیر در محل تشکیل مفصل پلاستیک و آثار بارهای ثقلی با ضرایب بار مربوطه $\sum M^*_{pcb} = \sum(1.1M_{p,exp} + \alpha_s M_{rv})$ صورت گیرد. $M_{p,exp}$ لنگر پلاستیک مورد انتظار مقطع مختلط بوده که می‌تواند براساس روش توزیع تنش پلاستیک در مقطع یا سازگاری کرنش محاسبه شود؛ با این تفاوت که در این محاسبات به جای F_y از $R_y F_y$، به جای F_{yr} از $1.2F_{yr}$ و به جای f'_c از $R_c f'_c$ استفاده می‌شود که در آن:

F_y تنش تسلیم مشخصهٔ مقطع فولادی، F_{yr} تنش تسلیم مشخصهٔ آرماتورهای طولی، f'_c تنش فشاری مشخصهٔ نمونهٔ استوانه‌ای بتن، R_y نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد مطابق جدول ۱۰-۳-۲-۱، R_c نسبت تنش فشاری مورد انتظار به تنش فشاری مشخصهٔ بتن مطابق جدول ۱۰-۳-۲-۱

M_{rv} لنگر خمشی اضافی تیر نسبت به محور ستون ناشی از برش ظرفیتی تیر در محل تشکیل مفصل پلاستیک و بارهای ثقلی (با ضرایب بار مربوطه) روی تیر است.

α_s برابر ۱.۰ در روش LRFD و برابر ۱.۵ در روش ASD

تبصره: در قاب‌های خمشی مختلط ویژه، تبصره ۲ بند ۱۰-۳-۳-۳-۶ می‌تواند مورد استفاده قرار گیرد با این تفاوت که در این نوع قاب‌های خمشی، حالت (الف) این تبصره به صورت $P_{rc} < 0.1 P_c$ خواهد بود.

صفحه ۷۵۰ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مثال) در یک قاب خمشی مختلط ویژه، در صورتی که سطح مقطع ستون، ۴۰ سانتیمتر مربع و F_y=2400 kg/cm^2 در نظر گرفته شود، در چه حالت نیاز به رعایت ضابطه ستون قوی- تیر ضعیف الزامی نیست؟

الف) P_u<28.8 ton

ب) P_u<15.6 ton

ج) P_u<41.3 ton

د) P_u<9.6 ton

$$P_u < 0.1F_yA_g = 0.1 \times 2400 \times 40 = 9600\ kg$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مهار جانبی تیرها

در قاب‌های خمشی مختلط ویژه، الزامات لرزه‌ای مهار جانبی تیرها باید مشابه این الزامات در قاب‌های خمشی فولادی ویژه در نظر گرفته شود.

الزامات مهار پایداری در محل اتصالات تیر به ستون

در قاب‌های خمشی مختلط ویژه، الزامات لرزه‌ای مهار پایداری در محل اتصالات تیر به ستون باید مشابه این الزامات در قاب‌های خمشی فولادی ویژه در نظر گرفته شود.

الزامات اعضا

الزامات کمانش موضعی تیرها و ستون‌ها

در قاب‌های خمشی مختلط ویژه، بال‌های مقاطع اعضا باید به طور پیوسته به جان یا جان‌های مقطع متصل بوده و نسبت پهنا به ضخامت اجزای فولادی مقاطع اعضای آن، محدودیت اعضای با شکل‌پذیری زیاد را برآورده سازند. همچنین در تیرهای با مقطع مختلط محاط در بتن فاصلهٔ دورترین تار فشاری بتن تا محور خنثی پلاستیک مقطع نباید از مقدار زیر بیشتر شود:

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

$$Y_{PNA} = \frac{Y_{con} + d}{1 + \left(\frac{1700F_y}{E}\right)}$$

که در آن:

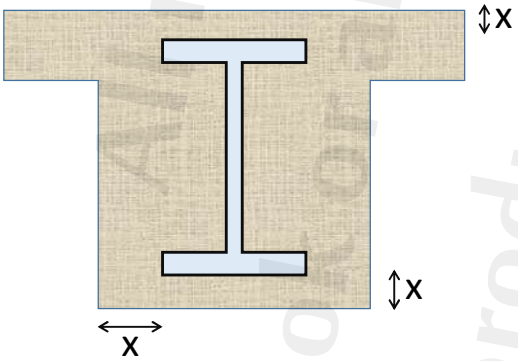
E مدول الاستیسیتهٔ تیر فولادی، F_y تنش تسلیم مشخصهٔ تیر فولادی، Y_{con} فاصلهٔ بال تیر فولادی تا بالای بتن، d عمق کلی تیر مختلط است.

استثناء: اعضای با مقطع مختلط محاط در بتن، در صورت وجود حداقل ۵۰ میلیمتر پوشش بتن و محصورشدگی میلگردهای طولی در نواحی محتمل تشکیل مفصل پلاستیک با میلگردهای بسته (مطابق مبحث نهم مقررات ملی ساختمان) می‌توانند الزامات اعضای با شکل‌پذیری متوسط را برآورده نمایند.

صفحه ۷۵۳ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مثال) در تیر زیر که بخشی از یک قاب خمشی ویژه مختلط است، مقدار x چقدر باشد تا بتوان کنترل فشردگی مقطع را با λ_{md} بررسی کرد.



الف) ۴۰ میلیمتر

ب) ۵۰ میلیمتر

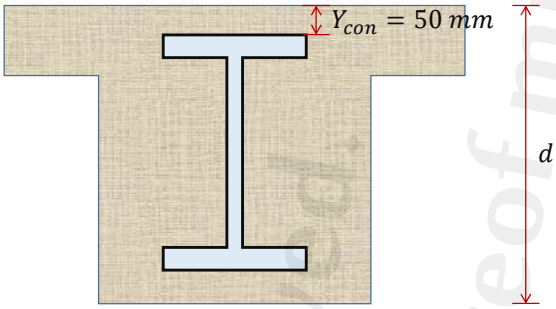
ج) ۶۰ میلیمتر

د) ۷۵ میلیمتر

صفحه ۷۵۴ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مثال) در تیر زیر که بخشی از یک قاب خمشی ویژه مختلط است، فاصله دورترین تار فشاری بتن تا محور خنثی پلاستیک از کدامیک از مقادیر زیر باید کمتر باشد؟ وضعیت تیر تحت لنگر مثبت را بررسی کنید. (مقدار F_y=240 MPa و E=2×10^5 MPa در نظر گرفته شود)



الف) 320 میلیمتر

ب) 180 میلیمتر

ج) 214 میلیمتر

د) 200 میلیمتر

$$Y_{PNA} = \frac{Y_{con} + d}{1 + \left(\frac{1700F_y}{E}\right)} = \frac{50 + 600}{1 + \left(\frac{1700 \times 240}{2 \times 10^5}\right)} = 213.8$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

بال‌های تیر

در ناحیهٔ مفصل پلاستیک تغییر ناگهانی در مساحت بال تیر مجاز نیست. سوراخکاری با مته در بال و بریدن پهنای بال تیر در صورتی مجاز است که آزمایش یا تأیید کیفیت نشان دهد که مفاصل پلاستیک پایدار می‌تواند تا تأمین زاویهٔ تغییرمکان نسبی موردنیاز طبقه، توسعه یابد.

نواحی حفاظت شده

در دو انتهای تیر ناحیه‌هایی که تحت اثر کرنش‌های فرا ارتجاعی قرار می‌گیرند، باید به عنوان نواحی حفاظت شده در نظر گرفته شده و در آنها الزامات بند ۱۰-۳-۲-۱۷ رعایت شوند. این ناحیه باید فاصله از بر ستون با مقطع مختلط تا یک دوم عمق تیر پس از محل تشکیل مفصل پلاستیک در نظر گرفته شود.

اتصالات

اتصال تیر به ستون، اتصال ستون به کف ستون و وصلهٔ ستون که باید به صورت گیردار در نظر گرفته شوند، باید الزامات این بخش را برآورده سازند.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

جوش‌های بحرانی لرزه‌ای

در قاب‌های خمشی مختلط ویژه جوش‌های زیر به عنوان جوش بحرانی لرزه‌ای محسوب می‌شوند و باید الزامات بند ۱۰-۳-۲-۱-۶-ب را تأمین نمایند:

الف) جوش شیاری در وصلهٔ ستون‌ها

ب) جوش‌های اتصال ستون به کف ستون

استثناء: درصورتیکه آزمایش‌ها یا تحلیل‌ها نشان دهند که امکان تشکیل مفاصل پلاستیک در پای ستون یا در نزدیکی آن وجود ندارد و ضمناً تحت اثر ترکیبات بارگذاری شامل زلزلهٔ تشدیدیافته در پای ستون برکنش محتمل نیست، جوش‌های این اتصال می‌توانند بحرانی لرزه‌ای محسوب نشوند.

پ) جوش‌های شیاری بال‌های تیر به ستون، جوش‌های شیاری جان تیر به ستون و جوش‌های شیاری ورق‌های اتصال جان تیر به ستون در اتصالات گیردار

ت) جوش‌های شیاری ورق‌های پیوستگی

صفحه ۷۵۷ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

اتصالات تیر به ستون

در قاب‌های خمشی مختلط ویژه، اتصالات تیر به ستون‌های مختلط باید شرایط زیر را تأمین نمایند:

الف) اتصالات خمشی تیر به ستون باید توانایی تحمل تغییرشکل‌های دورانی حداقل به میزان **0.04** رادیان را بدون کاهش قابل توجه در مقاومت موجود خود دارا باشند

ب) مقاومت خمشی اندازه گیری شده اتصال در وجه ستون باید حداقل $0.8M_p$ تیر باشد.

پ) پیکربندی اتصال تیر به ستون باید از انواع به کاررفته در اتصالات پیش تأییدشده بوده یا عملکرد آن از طریق آزمایش مورد تأیید قرار گیرد.

استثنا: در تیرهای با مقطع مختلط محدودیت‌های ۱ و ۲ مطابق بند ۱۰-۳-۷-۱پ کاربرد ندارد.

صفحه ۷۵۸ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مقاومت برشی موردنیاز

مقاومت برشی موردنیاز اتصال تیر به ستون (V_r) باید براساس آثار نیروی زلزلهٔ محدود به ظرفیت خمشی تیر در محل مفصل پلاستیک، از رابطهٔ زیر تعیین شود:

$$V_r = \frac{1.1 \sum M_{p,exp}}{\alpha_s L_h} + V_{rg}$$

که در آن:

$M_{p,exp}$ مقاومت خمشی مورد انتظار تیر

L_h فاصلهٔ بین محل تشکیل دو مفصل پلاستیک در طول تیر

V_{rg} برش حاصل از بارهای ثقلی با ضرایب بار مربوطه

α_s برابر 1.0 در روش LRFD و برابر 1.5 در روش ASD

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

ورق‌های پیوستگی اتصال

در ستون‌های مختلط پرشده با بتن ضخامت ورق‌های پیوستگی باید حداقل برابر ضخامت بال‌های تیر باشند. اتصال ورق‌های پیوستگی به ستون باید به صورت جوش شیاری با نفوذ کامل یا جوش گوشهٔ دوطرفه باشند. در ستون‌های مختلط پرشده با بتن تعبیهٔ سوراخ‌های دایره‌ای شکل با قطر کافی برای عبور بتن از این دیافراگم‌ها الزامی است.

وصلهٔ ستون‌ها

وصلهٔ ستون‌ها باید الزامات بند ۱۰-۳-۲-۱۲ را تأمین نمایند. وصلهٔ مستقیم ستون‌ها باید با استفاده از جوش شیاری با نفوذ کامل انجام شود. وصلهٔ غیرمستقیم ستون‌ها می‌تواند از نوع جوشی یا پیچی باشد. در هرحال مقاومت خمشی موردنیاز وصله‌های غیرمستقیم نباید از $M_{pcc\ min}/\alpha_s$ و مقاومت برشی موردنیاز آنها نباید از $(\Sigma M_{pcc})/(\alpha_s H_c)$ کمتر در نظر گرفته شود که در آن:

$M_{pcc\ min}$ لنگر پلاستیک کوچکترین مقطع وصله شوندهٔ ستون، ΣM_{pcc} مجموع لنگرهای پلاستیک دو انتهای ستون در طبقهٔ موردنظر، α_s برابر 1.0 در روش LRFD و برابر 1.5 در روش ASD، H_c ارتفاع خالص ستون (فاصلهٔ خالص بین بال تحتانی تیر فوقانی و روی دال بتنی تیر تحتانی در طبقهٔ موردنظر و در صورت عدم وجود دال بتنی سازه‌ای، فاصلهٔ خالص بین بال تحتانی تیر فوقانی و بال فوقانی تیر تحتانی در طبقهٔ موردنظر)

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

تبصره: درهرحال مقاومت محوری موجود وصلهٔ هر جزء فولادی مقطع ستون (بدون در نظر گرفتن آثار لنگر خمشی) نباید از $R_y F_y b_i t_i / \alpha_s$ کمتر در نظر گرفته شود که در آن:

R_y نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد ستون

F_y تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد ستون

b_i پهنای جزء ستون کوچکتر وصله شونده

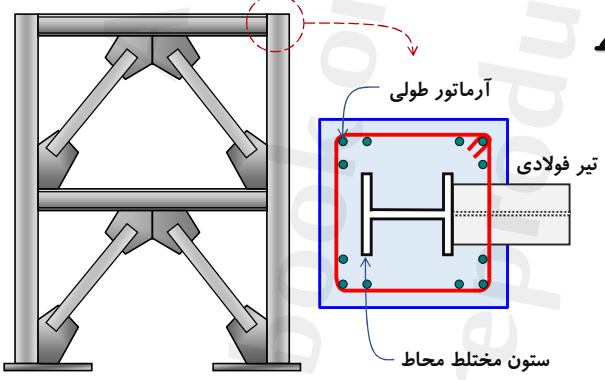
t_i ضخامت جزء ستون کوچکتر وصله شونده

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

فصل پنجم

الزامات لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی شده و دیوار برشی مختلط



برمبنای مبحث دهم و AISC

Composite Special Concentrically Braced Frames (C-SCBF)

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

الزامات لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی شده و دیوار برشی مختلط

در این بخش، ضوابط طراحی لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی شده و دیوار برشی مختلط ارائه می‌شود.

سیستم‌های سازه‌ای مورد بررسی در این بخش عبارت‌اند از:

- قاب‌های مهاربندی شدهٔ همگرای مختلط ویژه
- قاب‌های مهاربندی شدهٔ واگرای مختلط
- دیوارهای برشی مختلط ویژه

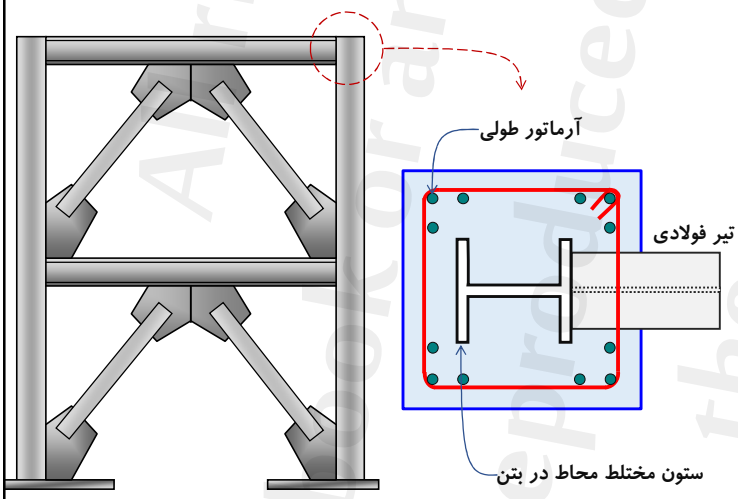
صفحه ۷۶۳ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

الزامات لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی شدهٔ همگرای مختلط ویژه (C-SCBF)

الزامات عمومی

قاب‌های مهاربندی شدهٔ همگرای مختلط ویژه (C-SCBF) باید براساس الزامات این بخش طراحی شوند. در این نوع قاب‌ها، ستون‌ها باید دارای مقطع مختلط محاط در بتن یا پرشده با بتن، تیرها به صورت فولادی یا مختلط و اعضای مهاربندی به صورت فولادی یا مختلط پرشده با بتن در نظر گرفته شوند



Composite Special Concentrically Braced Frames (C-SCBF)

صفحه ۷۶۴ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مبانی طراحی

الزامات این بخش برای قاب‌های مهاربندی شدهٔ همگرای مختلط ویژه قابل کاربرد می‌باشند. در اینگونه مهاربندها خروج از مرکزیت کمتر از عمق تیر مجاز است مشروط بر اینکه برآیند نیروهای اعضا و اتصالات در طراحی لحاظ شوند و منبع مورد انتظار ظرفیت تغییرشکل غیر الاستیک تغییر نکند. قاب‌های مهاربندی شدهٔ ویژه‌ای که براساس ضوابط این بخش طراحی می‌شوند، انتظار می‌رود، به واسطهٔ کمانش اعضای مهاربندی تحت فشار و تسلیم اعضای مهاربندی تحت کشش دارای شکل‌پذیری قابل ملاحظه‌ای باشند.

الزامات تحلیل

الزامات تحلیل قاب‌های مهاربندی شدهٔ همگرای مختلط ویژه باید منطبق بر الزامات تحلیل قاب‌های مهاربندی شدهٔ همگرای فولادی ویژه (مطابق بند ۱۰-۳-۴-۲-۳) باشد. اگر عضو موردنظر مختلط باشد مقاومت‌های مورد انتظار آن در کشش و فشار باید براساس مشخصات مقطع مختلط محاسبه شود.

صفحه ۷۶۵ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

الزامات سیستم

الزامات سیستم قاب‌های مهاربندی شدهٔ همگرای مختلط ویژه باید منطبق بر الزامات سیستم قاب‌های مهاربندی شدهٔ همگرای فولادی ویژه (مطابق بند ۱۰-۳-۴-۲-۴) باشد.

الزامات اعضا

الزامات عمومی

مقاطع ستون‌ها و مهاربندها باید از نوع فشردهٔ لرزه‌ای با محدودیت نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{hd} مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۲-۴ باشند. مقاطع تیرها باید از نوع فشردهٔ لرزه‌ای با محدودیت نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{md} مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۲-۴ باشند.

اعضای مهاربندی

در قاب‌های مهاربندی شدهٔ همگرای مختلط ویژه، الزامات اعضای مهاربندی باید منطبق بر الزامات اعضای مهاربندی در قاب‌های مهاربندی شدهٔ همگرای فولادی ویژه (مطابق بند ۱۰-۳-۴-۲-۵) باشد، با این تفاوت که در محاسبات این بخش باید از شعاع ژیراسیون مقطع فولادی تنها استفاده شود.

صفحه ۷۶۶ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

نواحی حفاظت شده

نواحی حفاظت شدهٔ قاب‌های مهاربندی شدهٔ همگرای مختلط ویژه که باید الزامات بند ۱۰-۳-۲-۱۷ را برآورده سازند، شامل موارد زیر است:

۱- در اعضای مهاربندی، ناحیهٔ یک چهارم میانی طول عضو مهاربندی و در دو انتها فاصله‌ای به طول عمق مقطع مهاربند در صفحهٔ کمانش از بر اتصال عضو مهاربندی به سمت داخل عضو

۲- اجزای اتصال مهاربندها به تیرها و ستون‌ها

صفحه ۷۶۷ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

اتصالات

در قاب‌های مهاربندی شدهٔ همگرای مختلط ویژه، اتصالات علاوه بر تأمین الزامات بند ۱۰-۳-۲-۱۱ باید الزامات این بخش را نیز برآورده نمایند.

جوش‌های بحرانی لرزه‌ای

در قاب‌های مهاربندی شدهٔ همگرای مختلط ویژه، جوش‌های زیر به عنوان جوش‌های بحرانی لرزه‌ای محسوب می‌شوند و باید الزامات بند ۱۰-۳-۲-۱-۶-ب را تأمین نمایند:

الف) جوش شیاری در وصله ستون‌ها

ب) جوش‌های اتصال ستون به کف ستون

استثناء: درصورتیکه آزمایش‌ها یا تحلیل‌ها نشان دهند که امکان تشکیل مفاصل پلاستیک در پای ستون یا در نزدیکی آن وجود ندارد و ضمناً تحت اثر ترکیبات بارگذاری شامل زلزلهٔ تشدیدیافته در پای ستون برکنش محتمل نیست، جوش‌های این اتصال می‌توانند بحرانی لرزه‌ای محسوب نشوند.

پ) جوش‌های اتصال تیر به ستون مطابق با شرایط الزامات بند ۱۰-۳-۶-۱-۵-۲-ب

صفحه ۷۶۸ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

اتصال تیر به ستون

در قاب‌های مهاربندی شدهٔ همگرای مختلط ویژه، اگر اتصال ورق گاست هم به تیر و هم به ستون صورت گیرد، در این صورت اتصال تیر به ستون باید مطابق یکی از حالت‌های زیر باشد:

الف) پیکربندی اتصال مطابق ضوابط بند ۱۰-۲-۹-۱-۲ به صورت یک اتصال ساده (مفصلی) باشد، به نحوی‌که حداقل 0.025 رادیان قابلیت دوران داشته باشد.

ب) اتصال به صورت یک اتصال گیردار در نظر گرفته شود به نحویکه الزامات بندهای ۱۰-۳-۲-۱۱، ۱۰-۳-۵-۷-۳ و ۱۰-۳-۵-۷-۴ را تأمین نماید. همچنین مقاومت خمشی موردنیاز اتصال تیر به ستون باید براساس نتایج تحلیل در ترکیب با مقاومت خمشی موردنیاز اتصال مهاربندی و اتصال تیر با لحاظ نمودن نیروهای جمع کنندهٔ دیافراگمی حاصل از ترکیبات بارگذاری شامل زلزلهٔ تشدیدیافته در نظر گرفته شود.

صفحه ۷۶۹ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

اتصال اعضای مهاربندی

اتصال اعضای مهاربندی باید الزامات بند ۱۰-۳-۴-۲-۶-۳ را برآورده نماید، با این تفاوت که اگر عضو مهاربندی از نوع مختلط باشد، مقاومت موردنیاز اتصال در کشش و فشار باید براساس مقاومت محوری مورد انتظار عضو مهاربندی مختلط محاسبه شود. در تعیین مقاومت مورد انتظار عضو مهاربندی باید از ضرایب R_y متناسب با هر جزء مقطع مختلط استفاده شود. در صورت لزوم، مقاومت خمشی مورد انتظار عضو مهاربندی ($M_{p,exp}$) برابر لنگر پلاستیک مورد انتظار مقطع مختلط خواهد بود و مقدار آن می‌تواند براساس روش توزیع تنش پلاستیک در مقطع یا سازگاری کرنش محاسبه شود، با این تفاوت که در این محاسبات به جای F_y از R_yF_y، به جای F_{ry} از $1.2F_{ry}$ و به جای f'_c از $R_cf'_c$ استفاده می‌شود که در آن:

F_y تنش تسلیم مشخصهٔ مقطع فولادی، F_{ry} تنش تسلیم مشخصهٔ آرماتورهای طولی، f'_c تنش فشاری مشخصهٔ نمونهٔ استوانه‌ای بتن، R_y نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد مطابق جدول ۱۰-۳-۲-۱ و R_c نسبت تنش فشاری مورد انتظار به تنش فشاری مشخصهٔ بتن مطابق جدول ۱۰-۳-۲-۱ است.

صفحه ۷۷۰ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

وصلهٔ ستون‌ها

وصلهٔ ستون‌ها باید الزامات بند ۱۰-۳-۲-۱۲ را تأمین نمایند. وصلهٔ مستقیم ستون‌ها باید با استفاده از جوش شیاری با نفوذ کامل انجام شود. وصلهٔ غیرمستقیم ستون‌ها می‌تواند از نوع جوشی یا پیچی باشد. در هر حال مقاومت خمشی موردنیاز وصله‌های غیرمستقیم نباید از $M_{pcc\ min}/\alpha_s$ و مقاومت برشی موردنیاز آنها نباید از $(\Sigma M_{pcc})/(\alpha_s H_c)$ کمتر در نظر گرفته شود که در آن:

$M_{pcc\ min}$ لنگر پلاستیک کوچکترین مقطع وصله شوندهٔ ستون، ΣM_{pcc} مجموع لنگرهای پلاستیک دو انتهای ستون در طبقهٔ موردنظر، α_s برابر ۱.۰ در روش LRFD و برابر ۱.۵ در روش ASD، H_c ارتفاع خالص ستون (فاصلهٔ خالص بین بال تحتانی تیر فوقانی و روی دال بتنی تیر تحتانی در طبقهٔ موردنظر و در صورت عدم وجود دال بتنی سازه‌ای، فاصلهٔ خالص بین بال تحتانی تیر فوقانی و بال فوقانی تیر تحتانی در طبقهٔ موردنظر)

تبصره: درهرحال مقاومت محوری موجود وصلهٔ هر جزء فولادی مقطع ستون (بدون در نظر گرفتن آثار لنگر خمشی) نباید از $R_y F_y b_i t_i/\alpha_s$ کمتر در نظر گرفته شود که در آن:

R_y نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد ستون، F_y تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد ستون، b_i پهنای جزء ستون کوچکتر وصله شونده و t_i ضخامت جزء ستون کوچکتر وصله شونده است.

صفحه ۷۷۱ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

الزامات لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی شدهٔ واگرای مختلط (C-EBF)

الزامات عمومی

قاب‌های مهاربندی شدهٔ واگرای مختلط (C-EBF) باید براساس الزامات این بخش طراحی شوند.

قاب‌های مهاربندی شدهٔ واگرای مختلط قاب‌هایی هستند که در آنها در دهانهٔ مهاربندی یک انتهای مهاربندها با فاصلهٔ نسبتاً کمی از یکدیگر روی محور طولی تیر یا با فاصلهٔ نسبتاً کمی از گرهٔ اتصال تیر به ستون، به تیر متصل می‌شوند و موجب تشکیل تیر پیوند می‌شود که تحت اثر برش و خمش قرار می‌گیرد. به ناحیه‌ای که بین نقاط تلاقی محورهای دو عضو قطری مهاربندی روی تیر تشکیل می‌شود تیر پیوند میانی و به فاصله‌ای که بین نقطهٔ تلاقی محور عضو مهاربندی تا گره اتصال تیر به ستون قرار دارد، تیر پیوند کناری گفته می‌شود. در این نوع قاب‌ها ظرفیت تغییرشکل غیر الاستیک سیستم مهاربندی عمدتاً از طریق تسلیم برشی یا خمشی تیر پیوند تأمین می‌شود. در این نوع قاب‌ها، ستون‌ها باید دارای مقطع مختلط محاط در بتن یا پرشده با بتن، تیرها به صورت فولادی یا مختلط، تیرهای پیوند از نوع فولادی و اعضای مهاربندی به صورت فولادی یا مختلط پرشده با بتن در نظر گرفته شوند.

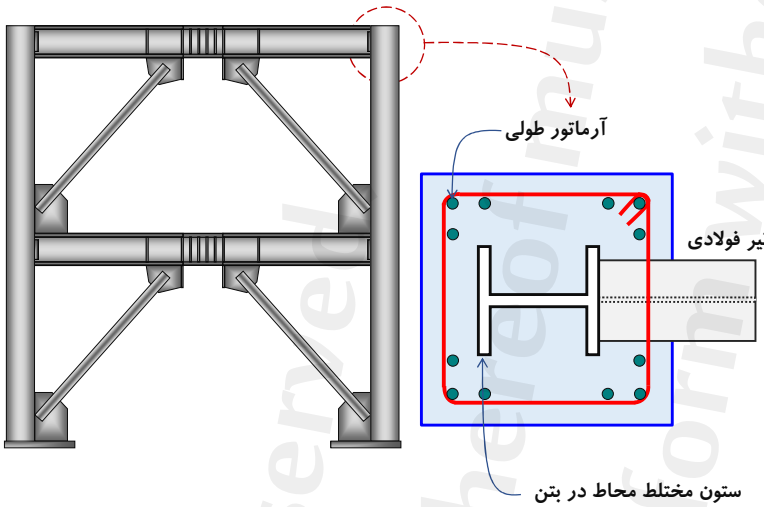
صفحه ۷۷۲ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مبانی طراحی

قاب‌های مهاربندی شدهٔ واگرای مختلط باید الزامات بند ۱۰-۳-۴-۳-۲ را با در نظر گرفتن اصلاحات مورد نظر در این بخش برآورده نمایند. قاب‌های مهاربندی شدهٔ واگرای مختلط که با ضوابط این بخش طراحی می‌شوند، به واسطهٔ تسلیم برشی یا خمشی تیر پیوند، انتظار می‌رود دارای شکل‌پذیری قابل ملاحظه‌ای باشند.



Composite Eccentrically Braced Frames (C-EBF)

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

الزامات تحلیل

الزامات تحلیل قابهای مهاربندی شدهٔ واگرای مختلط باید منطبق بر الزامات تحلیل قاب‌های مهاربندی شدهٔ واگرای فولادی (مطابق بند ۱۰-۳-۴-۳-۳) باشد.

الزامات سیستم

الزامات سیستم قاب‌های مهاربندی شدهٔ واگرای مختلط باید منطبق بر الزامات سیستم قاب‌های مهاربندی شدهٔ واگرای فولادی (مطابق بند ۱۰-۳-۴-۳-۴) باشد.

الزامات اعضا

الزامات اعضای قاب‌های مهاربندی شدهٔ واگرای مختلط باید منطبق بر الزامات اعضای قاب‌های مهاربندی شدهٔ واگرای فولادی (مطابق بند ۱۰-۳-۴-۳-۵) باشد.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

اتصالات

الزامات اتصالات قاب‌های مهاربندی شدهٔ واگرای مختلط باید منطبق بر الزامات اتصالات قاب‌های مهاربندی شدهٔ واگرای فولادی (مطابق بند ۱۰-۳-۴-۳-۶) باشد؛ با این استثنا که در این نوع قاب‌ها اگر اتصال ورق گاست (ورق اتصال) هم به تیر و هم به ستون صورت گیرد، در این صورت اتصال تیر به ستون باید مطابق یکی از حالت‌های زیر باشد:

الف) درصورتیکه تیر پیوند از نوع میانی باشد، پیکربندی اتصال تیر به ستون می‌تواند مطابق ضوابط بند ۱۰-۲-۹-۱-۲ به صورت یک اتصال ساده (مفصلی) باشد به نحوی‌که حداقل 0.025 رادیان قابلیت دوران داشته باشد.

ب) در هر دو حالت تیر پیوند میانی و کناری، اتصال تیر به ستون می‌تواند به صورت یک اتصال گیردار در نظر گرفته شود، با این شرط که الزامات بندهای ۱۰-۳-۲-۱۱، ۱۰-۳-۵-۷-۳ و ۱۰-۳-۵-۷-۴ را تأمین نماید. همچنین مقاومت خمشی موردنیاز اتصال تیر به ستون باید براساس نتایج تحلیل در ترکیب با مقاومت خمشی مورد نیاز اتصال مهاربندی و اتصال تیر با لحاظ نمودن نیروهای جمع کنندهٔ دیافراگمی حاصل از ترکیبات بارگذاری شامل زلزلهٔ تشدیدیافته در نظر گرفته شود

صفحه ۷۷۵ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

وصلهٔ ستون‌ها

وصلهٔ ستون‌ها باید الزامات بند ۱۰-۳-۲-۱۲ را تأمین نمایند. وصلهٔ مستقیم ستون‌ها باید با استفاده از جوش شیاری با نفوذ کامل انجام شود. وصلهٔ غیرمستقیم ستون‌ها می‌تواند از نوع جوشی یا پیچی باشد. در هر حال مقاومت خمشی موردنیاز وصله‌های غیرمستقیم نباید از $M_{pcc\,min}/\alpha_s$ و مقاومت برشی موردنیاز آنها نباید از $(\Sigma M_{pcc})/(\alpha_s H_c)$ کمتر در نظر گرفته شود که در آن:

$M_{pcc\,min}$ لنگر پلاستیک کوچکترین مقطع وصله شوندهٔ ستون، ΣM_{pcc} مجموع لنگرهای پلاستیک دو انتهای ستون در طبقهٔ موردنظر، α_s برابر 1.0 در روش LRFD و برابر 1.5 در روش ASD، H_c ارتفاع خالص ستون (فاصلهٔ خالص بین بال تحتانی تیر فوقانی و روی دال بتنی تیر تحتانی در طبقهٔ موردنظر و در صورت عدم وجود دال بتنی سازه‌ای، فاصلهٔ خالص بین بال تحتانی تیر فوقانی و بال فوقانی تیر تحتانی در طبقهٔ موردنظر)

تبصره: درهرحال مقاومت محوری موجود وصلهٔ هر جزء فولادی مقطع ستون (بدون در نظر گرفتن آثار لنگر خمشی) نباید از $R_y F_y b_i t_i/\alpha_s$ کمتر در نظر گرفته شود که در آن:

R_y نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد ستون، F_y تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد ستون، b_i پهنای جزء ستون کوچکتر وصله شونده و t_i ضخامت جزء ستون کوچکتر وصله شونده است.

صفحه ۷۷۶ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

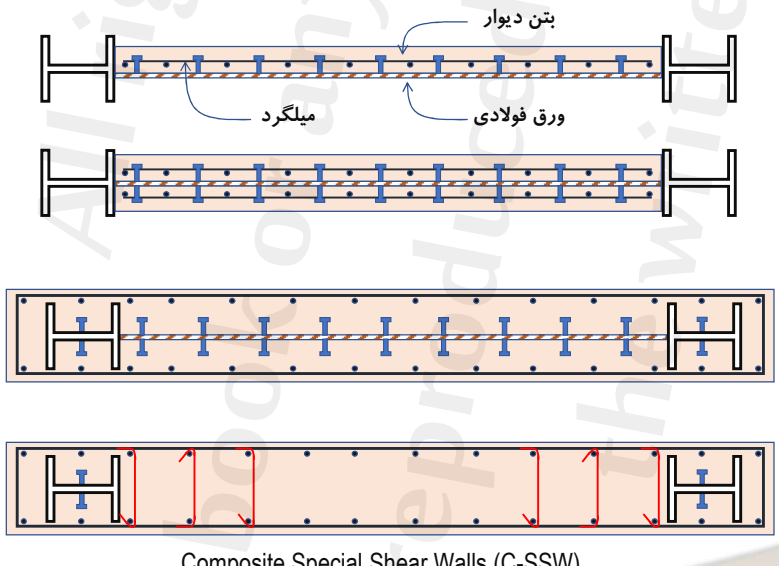
الزامات لرزه‌ای دیوارهای برشی مختلط ویژه (C-SSW)

الزامات عمومی

دیوارهای برشی مختلط ویژه (C-SSW) باید براساس الزامات این بخش طراحی شوند. این سیستم سازه‌ای می‌تواند شامل دیوارهای برشی بتن آرمه غیرهمبسته با اجزای مرزی مختلط یا دیوارهای برشی همبسته با اجزای مرزی فولادی، بتن آرمه یا مختلط و تیر همبند فولادی یا مختلط باشد.

صفحه ۲۷۷ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



Composite Special Shear Walls (C-SSW)

صفحه ۲۷۸ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مبانی طراحی

از دیوارهای برشی بتن آرمهٔ مختلط ویژه که براساس ضوابط این بخش طراحی می‌شوند، انتظار می‌رود به واسطهٔ تسلیم کلی دیوار برشی بتن آرمه یا تسلیم برشی یا خمشی تیرهای همبند فولادی یا مختلط (در صورت وجود) و یا تسلیم کششی یا فشاری اجزای مرزی، دارای شکل‌پذیری قابل ملاحظه‌ای باشند. در دیوارهای برشی همبسته طراحی اتصال تیرهای همبند و نیز طراحی دیوار برشی باید براساس مقاومت مورد انتظار تیرهای همبند با لحاظ نمودن آثار سخت شوندگی مصالح فولادی صورت گیرد.

دیوارهای برشی بتن آرمه مختلط ویژه باید الزامات طراحی دیوارهای برشی بتن آرمه را براساس مبحث نهم مقررات ملی ساختمان، به همراه الزامات لرزه‌ای این بخش برآورده نمایند. در دیوارهای برشی همبسته تیرهای همبند فولادی می‌توانند به گونه‌ای طراحی و جزئیات‌بندی شوند که رفتار آنها توسط برش یا خمش کنترل شود. چنانچه طول تیر همبند کمتر از $1.6M_p/V_p$ باشد، تیر همبند برش-کنترل و چنانچه طول آن بیش از $2.6M_p/V_p$ باشد خمش-کنترل و درصورتیکه طول تیر پیوند بین این دو مقدار باشد، رفتار تیر به طور همزمان توسط برش و خمش کنترل می‌گردد که در آن M_p و V_p مقاومت خمشی و برشی موجود تیر همبند فولادی یا مختلط است.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

الزامات تحلیل

در تحلیل دیوارهای برشی بتن آرمهٔ مختلط ویژه الزامات زیر باید تأمین شوند:

الف) برای دیوارهای برشی بتن آرمه، مقادیر سختی مؤثر مورد استفاده در تحلیل‌های الاستیک باید براساس الزامات مبحث نهم مقررات ملی ساختمان در نظر گرفته شوند

ب) برای تیرهای همبند مختلط سختی مؤثر خمشی باید برابر $0.07(g/h)(EI)_{trans}$ سختی مؤثر برشی برابر GA_w و سختی مؤثر محوری برابر $(EA)_{trans}$ در نظر گرفته شود که در آن:

$(EI)_{trans}$ صلبیت خمشی مقطع تبدیل یافتهٔ ترک‌خورده، $(EA)_{trans}$ صلبیت محوری مقطع تبدیل یافته، g دهانهٔ آزاد تیر همبند، h عمق کلی مقطع مختلط، A_w مساحت جان مقطع فولادی، G مدول الاستیسیتهٔ برشی فولاد

پ) زمانی که اجزای مرزی دیوار برشی به صورت مقطع مختلط محاط در بتن باشد، تحلیل باید براساس مشخصات مقطع بتنی تبدیل یافته صورت گیرد.

ت) در تحلیل باید آثار ناشی از تغییرشکل‌های برشی تیر همبند فولادی در نظر گرفته شوند.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

الزامات سیستم

در دیوارهای برشی غیرهمبسته رعایت ضابطهٔ اضافی الزامی نیست. در دیوارهای برشی همبسته، نیروهای تیر همبند می‌تواند به صورت قائم بین کف‌های مجاور بازتوزیع شود. درهرحال نیروی برشی هر یک از تیرهای همبند نباید بیش از ۲۰٪ نسبت به مقادیر الاستیک کاهش داشته باشد. مجموع مقاومت برشی تیرهای همبند در ارتفاع ساختمان باید مساوی یا بزرگتر از مجموع مقادیر الاستیک باشد. علاوه بر این موارد الزامات زیر نیز باید رعایت شوند:

الف) در دیوارهای همبسته، جذب انرژی ابتدا باید توسط تسلیم تیرهای همبند در سرتاسر ارتفاع سازه و پیش از تسلیم خمشی پای دیوار صورت گیرد.

ب) در دیوارهای همبسته، مقاومت محوری موجود دیوار در نقطه متوازن (P_{bc}) باید مساوی یا بزرگتر از کل مقاومت محوری فشاری موردنیاز در پایهٔ دیوار باشد. مقاومت محوری فشاری موردنیاز باید براساس مجموع مقاومت‌های موردنیاز دیوارها حاصل از بخش ثقلی ترکیب بارهای لرزه‌ای با مجموع مقاومت‌های برشی مورد انتظار تیرهای پیوند که به منظور در نظر گرفتن آثار سخت‌شوندگی مصالح فولادی تیرهای همبند با ضریب ۱.۱ افزایش داده شده است، محاسبه شود.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

الزامات اعضا

اعضای شکل‌پذیر

در طول تیرهای همبند با مقطع I شکل باید مطابق الزامات بند ۱۰-۳-۴-۳-۵-۲-ت، سخت‌کننده‌های عرضی تعبیه شود. جوشکاری این سخت‌کننده‌ها به تیر همبند باید براساس ضوابط بند ۱۰-۳-۴-۳-۵-۲-ت-۱ صورت گیرد.

اجزای مرزی

اجزای مرزی مختلطی که دارای مقطع فولادی محاط در بتن نیستند، باید الزامات بند ۱۰-۳-۲-۷ برای اعضای با شکل‌پذیری زیاد را تأمین نمایند. همچنین در این نوع دیوارهای برشی، مقاومت محوری موردنیاز اجزای مرزی باید با فرض اینکه نیروهای برشی توسط دیوار برشی بتن آرمه تحمل شده و کل نیروهای ثقلی و واژگونی توسط اجزای مرزی به همراه دیوار برشی بتن آرمه تحمل شوند، تعیین گردد.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

در طراحی دیوارهای با اجزای مرزی فولادی محاط در بتن، الزامات زیر باید تأمین شوند:

الف) زمانی که یک مقطع مختلط محاط در بتن به عنوان جزء مرزی قائم مورد استفاده قرار می‌گیرد، جزء مرزی باید براساس الزامات ستون با مقطع مختلط مطابق بخش ۱۰-۲-۸ این مبحث طراحی شود.

ب) اجزای مرزی با مقطع مختلط محاط در بتن باید الزامات اعضای با شکل‌پذیری زیاد را مطابق موارد بند ۱۰-۳-۲-۹-۳-ب برآورده نمایند.

پ) میلگردهای عرضی مورد استفاده برای مهار اجزای مرزی با مقطع مختلط باید در فاصله‌ای به طول 2h در داخل دیوار ادامه یابند که در آن h برابر با کل بعد جزء مرزی در صفحهٔ دیوار است.

ت) به منظور انتقال نیروهای برشی دیوار در اجزای مرزی باید از برشگیرهای از نوع گل‌میخ یا ناودانی استفاده شود.

ث) میلگردهای قائم دیوار باید توسط میلگردهای عرضی به گونه‌ای محصور شوند که الزامات مبحث نهم مقررات ملی ساختمان برای اجزای مرزی را برآورده نمایند. همچنین میلگردهای افقی دیوار نیز باید به نحو مؤثری به جزء مرزی دیوار مهار گردد.

صفحه ۷۸۳ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

تیرهای همبند فولادی

درصورتیکه تیرهای همبند از نوع فولادی باشند، الزامات زیر باید رعایت شوند:

الف) در صورتیکه دیوار بتنی فاقد اجزای مرزی فولادی یا مختلط باشد، حداقل طول مدفون تیر همبند در داخل دیوار برشی (L_e) برحسب میلیمتر از طریق رابطهٔ زیر به دست می‌آید. این طول مطابق شکل ۱۰-۳-۶-۳-۱ از اولین لایهٔ میلگردهای محصورکنندهٔ مجاور لبهٔ دیوار محاسبه می‌شود:

$$V_{be} = 4.04\sqrt{f'_c}\left(\frac{b_w}{b_f}\right)^{0.66} \beta_1 b_f L_e \left(\frac{0.58 - 0.22\beta_1}{0.88 + \frac{g}{2L_e}}\right)$$

که در آن، b_w ضخامت جان دیوار برحسب میلیمتر، b_f پهنای بال مقطع تیر همبند برحسب میلیمتر، f'_c تنش فشاری مشخصهٔ نمونهٔ استوانه‌ای بتن برحسب مگاپاسکال، β_1 نسبت ارتفاع بلوک مستطیلی تنش فشاری معادل به فاصلهٔ محور خنثی تا دورترین تار فشاری مقطع، V_{be} مقاومت برشی مورد انتظار تیر همبند مطابق رابطهٔ زیر برحسب نیوتن:

$$V_{be} = \frac{2(1.1R_y)M_p}{g} \le (1.1R_y)V_p$$

صفحه ۷۸۴ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

g طول آزاد تیر همبند به علاوهٔ پوشش بتن در لبهٔ دیوار در هر دو انتهای تیر برحسب میلیمتر (مطابق شکل ۱۰-۳-۶-۱)، M_p لنگر پلاستیک تیر همبند فولادی ($M_p=ZF_y$)

V_p مقاومت برشی اسمی تیر همبند فولادی ($V_p=0.6F_yA_{tw}$)

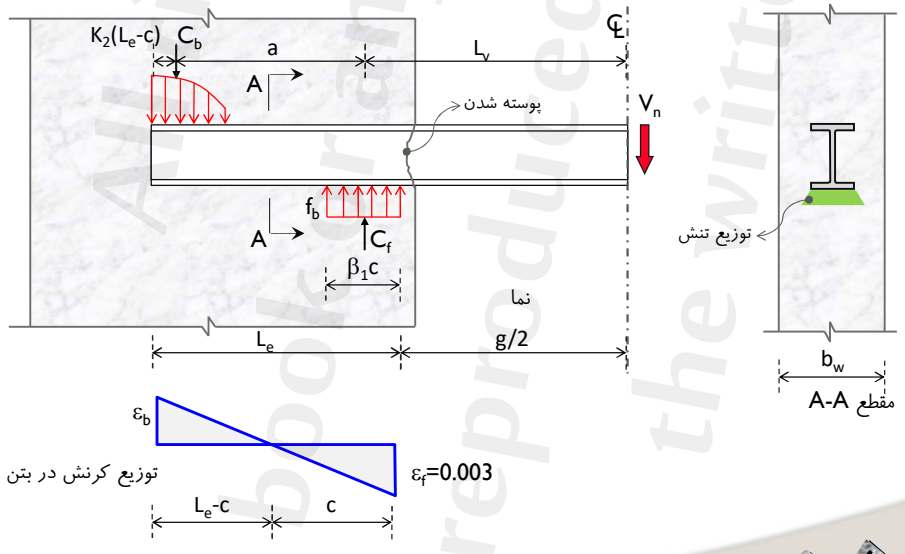
Z اساس مقطع پلاستیک تیر همبند فولادی نسبت به محور خمش

A_{tw} مساحت جان تیر همبند فولادی

F_y تنش تسلیم مشخصهٔ تیر همبند فولادی

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

ب) تیرهای همبند فولادی باید الزامات تیرهای پیوند در قاب‌های مهاربندی شدهٔ واگرا را مطابق بند ۱۰-۳-۴-۳-۵-۲ تأمین نمایند؛ با این تفاوت که در تیرهای همبند ساخته‌شده از ورق، اتصال جان (یا جان‌ها) به بال تیر به‌جای جوش شیاری با نفوذ کامل می‌تواند از نوع جوش شیاری با نفوذ نسبی (ناقص) یا جوش گوشهٔ دوطرفه نیز باشد، مشروط بر آنکه دارای مقاومت موجود کافی جهت توسعهٔ کامل مقاومت مورد انتظار تیر همبند باشند.

پ) در محل لبهٔ دیوارهای برشی (در دو انتهای طول آزاد تیر همبند) تعبیهٔ سخت‌کننده‌های عرضی در داخل تیر همبند الزامی است. این سخت‌کننده‌ها باید تمام عمق و در دو طرف تیر همبند تعبیه شوند. همچنین در مواردی که مطابق بند ۱۰-۳-۴-۳-۵-۲-ت-۱ در تیر همبند علاوه بر تعبیهٔ سخت کننده‌های عرضی میانی الزامی باشد، دوران تیر همبند باید برابر 0.08 رادیان در نظر گرفته شود.

ت) مقاومت خمشی موردنیاز تیر همبند باید با ضریب $1+[(2L_e)/(3g)]$ تشدید شود.

ث) در محدودهٔ طول مدفون تیر همبند، مطابق شکل ۱۰-۳-۶-۳-۲ میلگردهای قائم دیوار نباید از میلگردهای قائمی با مقاومت محوری اسمی برابر با مقاومت برشی مورد انتظار تیر همبند (V_{be}) که با ضریب زیر تشدید می‌شود، کمتر باشد.

$$\frac{\frac{g}{2L_e}+0.33\beta_1}{0.88-0.33\beta_1}\geq 1.0$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

ج) در هر دو ناحیهٔ انتقال طول مدفون تیر همبند که در ابتدا و انتهای این طول قرار دارند، مساحت آرماتورهای انتقال موردنیاز که به هر دو بال تحتانی و فوقانی تیر همبند متصل می‌شوند، نباید از مقدار ارائه شده در رابطهٔ ۱۰-۳-۶-۴ (رابطه زیر) کمتر در نظر گرفته شود. طول آرماتورهای انتقال باید به نحوی باشد که در بالا و پایین بال‌های تیر همبند طول گیرایی کششی تأمین شود. مطابق شکل ۱۰-۳-۶-۳-۲ ناحیهٔ انتقال ابتدایی طول مدفون تیر همبند باید محدودهٔ میلگردهای قائم مجاور لبهٔ دیوار و ناحیهٔ انتقال انتهایی طول مدفون تیر همبند باید در فاصلهٔ حداقل برابر نصف عمق مقطع تیر همبند از انتهای طول مدفون تیر باشد.

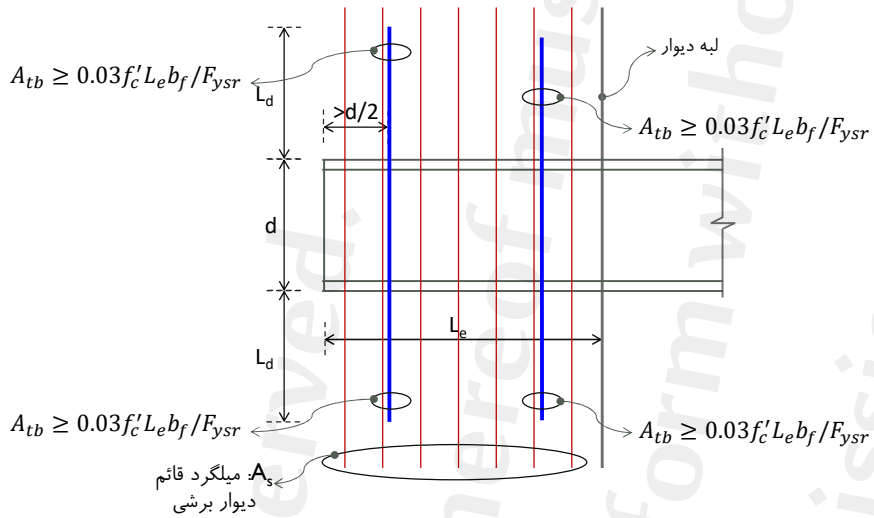
$$A_{tb}\geq 0.03f'_cL_eb_f/F_{ysr}$$

که در آن:

A_{tb} مساحت آرماتورهای انتقال موردنیاز در هر دو ناحیهٔ انتقال طول مدفون تیر همبند که باید به هر دو بال تحتانی و فوقانی تیر همبند متصل شوند، L_e طول مدفون تیر همبند در داخل دیوار برشی، b_f پهنای بال مقطع تیر همبند، f'_c تنش فشاری مشخصهٔ نمونهٔ استوانه‌ای بتن و F_{yrs} تنش تسلیم مشخصهٔ میلگردهای انتقال است.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



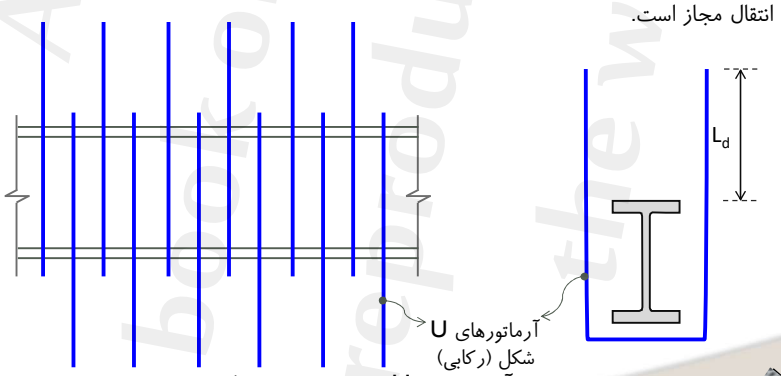
میلگردهای قائم دیوار و میلگردهای انتقال در محدودهٔ طول مدفون تیر همبند

صفحه ۷۸۹ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

تبصره ۱: در محدودهٔ طول مدفون تیر همبند، مجموع مساحت میلگردهای قائم دیوار برشی و میلگردهای انتقال نباید از ۸٪ مساحت این ناحیهٔ دیوار ($L_e b_w$) بیشتر باشد.

تبصره ۲: در دو ناحیهٔ انتقال ابتدایی و انتهایی، میلگردهای انتقال باید به طور مستقیم یا از طریق وصله‌های مکانیکی به بال‌های فوقانی و تحتانی تیر همبند جوش شوند. به عنوان یک راهکار دیگر، در این دو ناحیهٔ انتقال، مطابق شکل ۱۰-۳-۶-۳-۳ استفاده از آرماتورهای U شکل (رکابی) که ساق‌های آنها یک درمیان بالا و پایین قرار می‌گیرند، به عنوان میلگردهای انتقال مجاز است.



استفاده از آرماتورهای U شکل به عنوان میلگردهای انتقال

صفحه ۷۹۰ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

تیرهای همبند مختلط

تیرهای همبند مختلط محاط در بتن باید کلیهٔ الزامات تیرهای همبند فولادی به غیر از الزام بند (ب) را برآورده نمایند، با این تفاوت که در الزام بند (الف) در رابطهٔ ۱۰-۳-۶-۲ به جای $1.1R_yV_p$ از V_{ce} و به جای $1.1R_yM_p$ از M_{pbe} استفاده شود که در آن:

M_{pbe} لنگر خمشی مورد انتظار تیر همبند مختلط محاط در بتن است و می‌تواند براساس توزیع تنش پلاستیک در مقطع یا سازگاری کرنش محاسبه شود. در این محاسبات به جای F_y باید از R_yF_y، به جای F_{yr} باید از R_yF_{yr} و به جای f'_c باید از $R_cf'_c$ استفاده شود.

V_{ce} مقاومت برشی مورد انتظار تیر همبند مختلط محاط در بتن است و مقدار آن از رابطهٔ زیر تعیین می‌شود:

$$V_{ce} = 1.1R_yV_p + 0.21b_{wc}d_c\sqrt{R_cf'_c} + \frac{1.33R_{yr}A_{sr}F_{ysr}d_c}{s}$$

که در آن، A_{sr} مساحت آرماتورهای عرضی، F_{ysr} تنش تسلیم مشخصهٔ آرماتورهای عرضی، R_c نسبت تنش فشاری مورد انتظار به تنش فشاری مشخصهٔ بتن مطابق جدول ۱۰-۳-۲-۱، R_{yr} نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ آرماتورهای عرضی مطابق جدول ۱۰-۳-۲-۱، V_p مقاومت برشی اسمی تیر فولادی ($V_p=0.6F_yA_w$)، A_w مساحت جان تیر فولادی، b_{wc} پهنای مقطع تیر مختلط محاط در بتن، d_c عمق مؤثر مقطع تیر مختلط محاط در بتن، s فاصلهٔ بین میلگردهای عرضی

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

نواحی حفاظت شده

طول آزاد تیر همبند به عنوان ناحیهٔ حفاظت شده محسوب می‌شود و باید الزامات بند ۱۰-۳-۲-۱۷ را تأمین نماید. تعبیهٔ سخت کننده‌های عرضی در دو انتهای آزاد طول تیر همبند و در صورت نیاز در طول آن مجاز است.

جوش‌های بحرانی لرزه‌ای

در دیوارهای برشی بتن آرمهٔ مختلط ویژه، جوش‌های زیر به عنوان جوش‌های بحرانی لرزه‌ای محسوب می‌شوند و باید الزامات بند ۱۰-۳-۲-۱-۶-ب را تأمین نمایند:

۱- جوش شیاری در وصلهٔ ستون‌ها

۲- جوش‌های اتصال ستون به کف‌ستون

استثناء: درصورتیکه تحلیل‌ها نشان دهد که تحت اثر ترکیبات بارگذاری شامل زلزلهٔ تشدیدیافته برکنش محتمل نیست، جوش‌های اتصال ستون به کف ستون می‌تواند بحرانی لرزه‌ای محسوب نشود.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

وصلهٔ بخش فولادی اجزای مرزی

وصلهٔ بخش فولادی اجزای مرزی باید الزامات بند ۱۰-۳-۲-۱۲ را تأمین نمایند. وصلهٔ مستقیم بخش فولادی باید با استفاده از جوش شیاری با نفوذ کامل انجام شود. وصلهٔ غیرمستقیم بخش فولادی می‌تواند از نوع جوشی یا پیچی باشد. در هر حال مقاومت خمشی موردنیاز وصله‌های غیرمستقیم نباید از $M_{pcc\ min}/\alpha_s$ و مقاومت برشی موردنیاز آنها نباید از $(\Sigma M_{pcc})/(\alpha_s H_c)$ کمتر در نظر گرفته شود که در آن:

$M_{pcc\ min}$ لنگر پلاستیک کوچکترین مقطع وصله شوندهٔ، ΣM_{pcc} مجموع لنگرهای پلاستیک دو انتها بخش فولادی در طبقهٔ موردنظر، α_s برابر 1.0 در روش LRFD و برابر 1.5 در روش ASD، H_c طول خالص ستون (فاصلهٔ خالص بین بال تحتانی تیر فوقانی و روی دال بتنی تیر تحتانی در طبقهٔ موردنظر و در صورت عدم وجود دال بتنی سازه‌ای، فاصلهٔ خالص بین بال تحتانی تیر فوقانی و بال فوقانی تیر تحتانی در طبقهٔ موردنظر)

تبصره: درهرحال مقاومت محوری موجود وصلهٔ هر جزء فولادی مقطع ستون (بدون در نظر گرفتن آثار لنگر خمشی) نباید از $R_y F_y b_i t_i/\alpha_s$ کمتر در نظر گرفته شود که در آن:

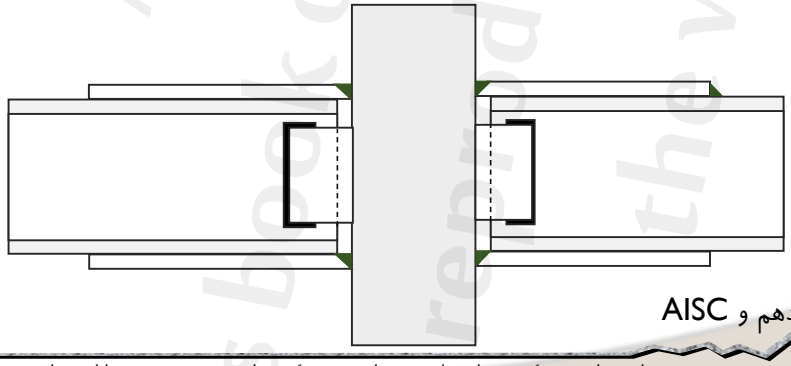
R_y نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد ستون، F_y تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد ستون، b_i پهنای جزء ستون کوچکتر وصله شونده و t_i ضخامت جزء ستون کوچکتر وصله شونده است.

صفحه ۷۹۳ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

فصل ششم

اتصالات گیردار پیش تایید شده



برمبنای مبحث دهم و AISC

صفحه ۷۹۴ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

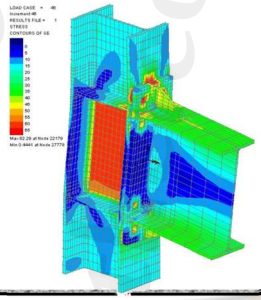
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

اتصالات گیردار پیش تأیید شده

ضوابط عمومی طراحی لرزه‌ای سازه‌ها در بخش ۱۰-۳-۲ این مبحث و الزامات خاص مربوط به قاب‌های خمشی متوسط و ویژه برای اقناع نیازهای لرزه‌ای، در بخش ۱۰-۳-۳ ارائه شده است.

مطابق ضوابط بندهای ۱۰-۳-۲-۶ و ۱۰-۳-۳-۸ در این نوع قاب‌ها، اتصالاتی در محل تقاطع تیر به ستون باید مورد استفاده قرار گیرند که از طریق انجام اقدامات و آزمایشات مقرر شده در بخش ۱۰-۳-۸ تائید شوند.

اتصالات گیردار ارائه شده در جدول ۱۰-۳-۷-۱ در صورت تأمین الزامات و محدودیت‌های این بخش به عنوان اتصالات گیردار پیش‌تأییدشده محسوب می‌شوند و برای استفاده از آنها نیازی به انجام اقدامات و آزمایشات مقررشده در بخش ۱۰-۳-۸ نیست.



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

انواع اتصالات گیردار پیش تأییدشده

No	Connection Type	Systems	ویرایش چهارم	ویرایش پنجم	AISC 358-22
1	اتصال مستقیم تیر با مقطع کاهش یافته (RBS)	SMF, IMF	✓	✓	✓
2	اتصال فلنجی چهار پیچی بدون استفاده از ورق لچکی (BUEEP)	SMF, IMF	✓	✓	✓
3	اتصال فلنجی چهار پیچی یا هشت پیچی با استفاده از ورق لچکی (BSEEP)	SMF, IMF	✓	✓	✓
4	اتصال پیچی به کمک ورق‌های روسری و زیر سری (BFP)	SMF, IMF	✓	✓	✓
5	اتصال جوشی به کمک ورق‌های روسری و زیر سری (WFP)	IMF	✓	✓	✗
6	اتصال مستقیم تقویت نشده جوشی (WUF-W)	SMF, IMF	✓	✓	✓
7	اتصال پیچی با جفت سپری (TD). Double-Tee	SMF, IMF	✗	✓	✓
8	اتصال تیر با مقطع کاهش‌یافته و دیافراگم عبوری از ستون (TD-RBS)	SMF, IMF	✗	✓	✗
9	اتصال تقویت نشدهٔ جوشی با دیافراگم عبوری از ستون (TD-WUFW)	SMF, IMF	✗	✓	✗
10	اتصال تیر با بال پهن‌شده و دیافراگم عبوری از ستون (TD-Widened)	SMF, IMF	✗	✓	✗

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

الزامات عمومی

در طراحی اتصالات پیش تأییدشده، علاوه بر الزامات فصل‌های ۱۰-۱ و ۱۰-۲ و الزامات لرزه‌ای عمومی بخش ۱۰-۳-۲ این مبحث، الزامات بخش‌های ۱۰-۳-۳-۲ یا ۱۰-۳-۳-۳ حسب مورد، نیز باید رعایت شود. در تحلیل سازه، این اتصالات باید به صورت گیردار در نظر گرفته شوند. ضمناً کلیهٔ اتصالات پیش تأییدشده باید دارای شرایط زیر باشند:

الف) مصالح

۱- فولاد مورد استفاده باید ضوابط بند ۱۰-۳-۲-۱-۱ را رعایت نماید.

۲- در مواردی که بال تیر مستقیماً یا با واسطه به بال ستون جوش می‌شود، در محدودهٔ اتصال تیر به ستون، مصالح ورق بال‌های ستون که دارای ضخامت مساوی یا بیش از ۳۰ میلیمتر هستند، باید دارای خواص تایید شده در امتداد ضخامت بوده و از نظر طاقت نمونهٔ شیار داده شدهٔ شارپی، حداقل از ردهٔ J_0 باشند.

تبصره: ردهٔ J_0 به رده‌ای از مصالح فولادی گفته می‌شود که طاقت نمونهٔ شیار داده شدهٔ شارپی آن حداقل ۲۷ ژول در دمای صفر درجه سلسیوس باشد.

صفحه ۷۹۷ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

ب) اعضا

به طورکلی مقاطع تیرها و ستون‌ها باید یکی از انواع زیر باشند. محدودیت استفاده از هر یک از این مقاطع در انواع اتصالات پیش‌تاییدشده، در بخش مربوطه آمده است.

۱- مقاطع نوردشدهٔ I یا H شکل

۲- مقاطع قوطی شکل (HSS) برای ستون‌ها

۳- مقاطع ساخته شده

مقاطع فوق باید دارای دو محور تقارن باشند. تیرها می‌توانند دارای مقطع I یا H شکل (نوردشده یا ساخته شده از ورق) و ستون‌ها دارای مقطع قوطی شکل (HSS) مقطع H شکل (نوردشده یا ساخته شده از ورق)، مقطع جعبه‌ای ساخته شده از ورق یا ساخته شده از مقاطع H شکل همراه با ورق‌های کناری (مقاطع H شکل جعبه‌ای شده) و مقطع صلیبی شکل ساخته شده از ورق یا ساخته شده از نیمرخ‌های نوردشده باشد.

استفاده از مقاطع قوطی شکل (HSS) به شرطی مجاز است که براساس ضوابط مدارک معتبر، ساخت و طراحی شده باشند.

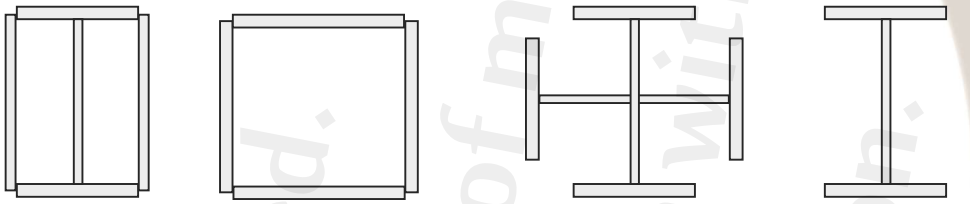
صفحه ۷۹۸ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مقاطع مجاز برای ستون:

(آماده سازی لبه ورق در این شکل‌ها نشان داده نشده است)



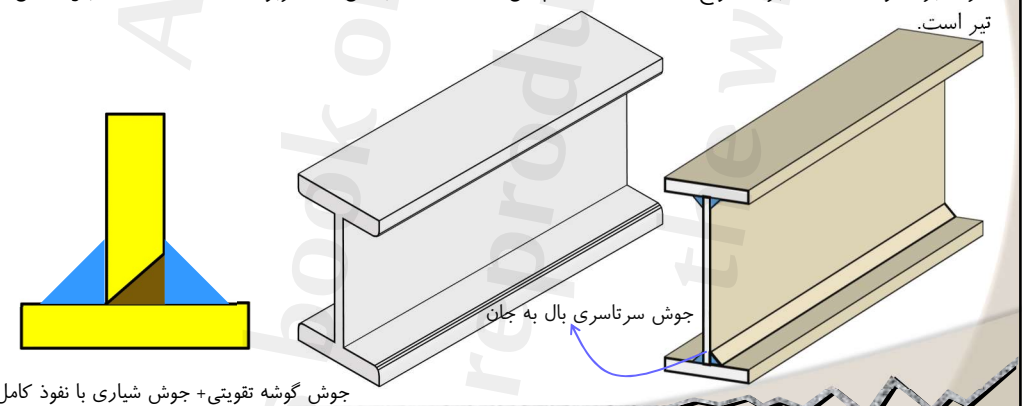
الف) مقطع I شکل ب) مقطع صلیبی شکل پ) مقطع جعبه‌ای ت) مقطع I شکل جعبه‌ای شده

صفحه ۷۹۹ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

جان مقاطع ساخته شده باید به طور پیوسته به بال آنها با رعایت ضوابط زیر متصل باشد:

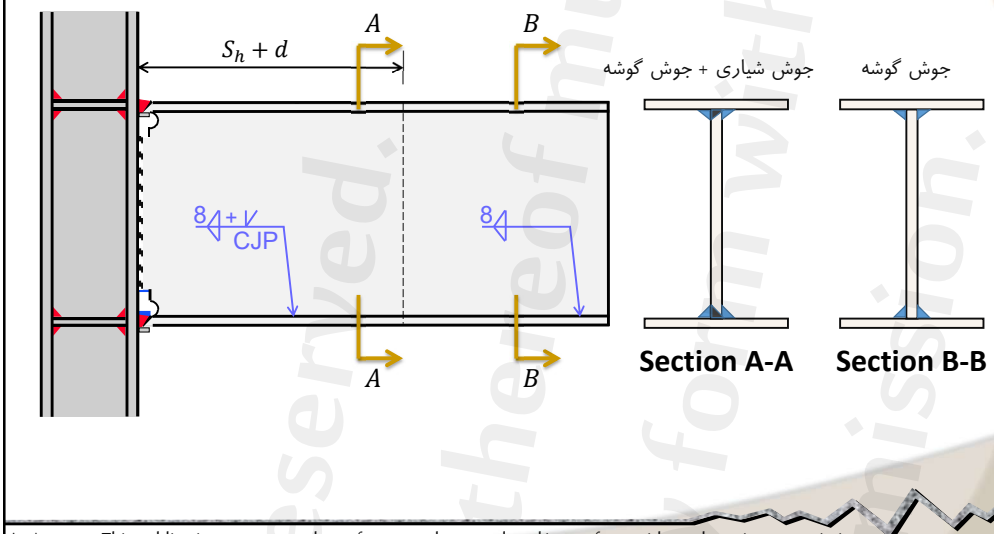
• در دو انتهای تیرهای I و H شکل ساخته شده از ورق، به طول حداقل S_h+d_b اتصال جان به بال باید از نوع جوش شیاری با نفوذ کامل همراه با جوش گوشهٔ تقویتی در هر دو طرف جان باشد. بعد جوش‌های گوشهٔ تقویتی در هر طرف جان تیر نباید از کوچکترین دو مقدار ضخامت جان و ۸ میلیمتر، کمتر باشد. S_h فاصلهٔ بین مفصل پلاستیک در داخل تیر تا بر ستون است که برای انواع مختلف اتصالات پیش تاییدشده در بخش‌های مربوطه ارائه شده است و d_b عمق تیر است.



جوش گوشه تقویتی+ جوش شیاری با نفوذ کامل

صفحه ۸۰۰ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

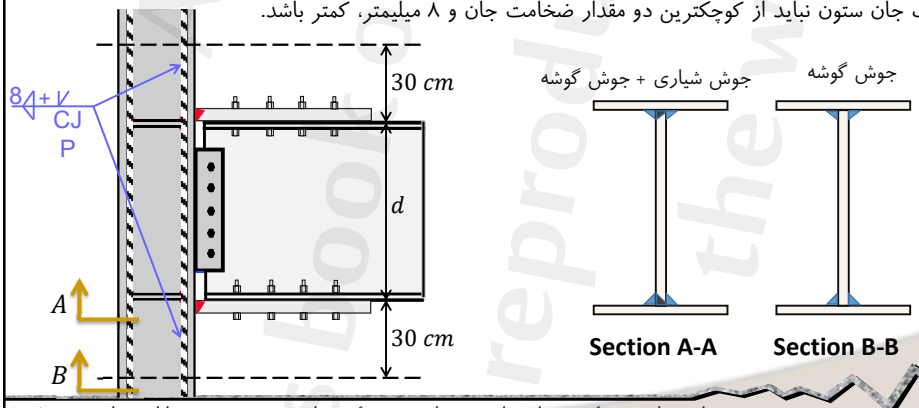


 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

تبصره: در مواردی که در بخش‌های ۱۰-۳-۷-۲ الی ۱۰-۳-۷-۱۰ در این خصوص الزام دیگری وضع شده باشد، تأمین شرایط فوق الزامی نبوده و به جای آن باید الزام بخش‌های مذکور تأمین شوند.

• در ستون‌های H شکل ساخته شده از ورق، در محل اتصال تیر به ستون به فاصله‌ای شامل عمق تیر به علاوهٔ ۳۰۰ میلیمتر بالا و پایین بال‌های تیر که به عنوان نواحی بحرانی ستون نامیده می‌شوند، اتصال جان به بال‌های مقطع ستون باید از نوع جوش شیاری با نفوذ کامل با جوش گوشهٔ تقویتی در هر دو طرف جان باشد. بعد جوش‌های گوشهٔ تقویتی در هر طرف جان ستون نباید از کوچکترین دو مقدار ضخامت جان و ۸ میلیمتر، کمتر باشد.

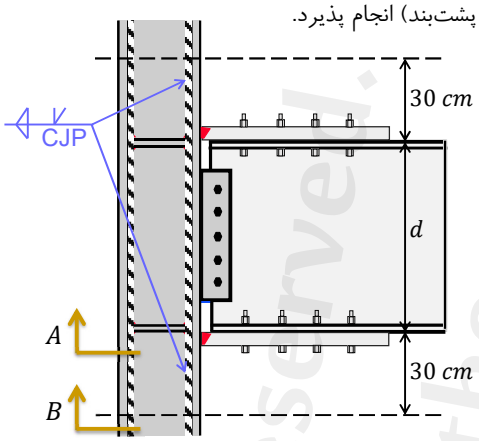


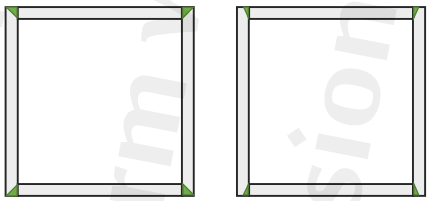
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission. All rights reserved.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

• در ستون‌های جعبه‌ای ساخته شده از ورق یا ساخته شده از مقاطع H شکل همراه با ورق‌های کناری (مقاطع H شکل جعبه‌ای شده)، در محل اتصال تیر به ستون به فاصله‌ای شامل عمق تیر به علاوهٔ ۳۰۰ میلیمتر بالا و پایین بال تیر که به عنوان نواحی بحرانی ستون نامیده می‌شوند، اتصال جان‌ها به بال‌های مقطع ستون باید از نوع جوش شیاری با نفوذ کامل همراه با ورق پشت‌بند باشد. در خارج از نواحی بحرانی طول ستون، اتصال جان‌ها به بال‌های مقطع ستون می‌تواند با استفاده از جوش شیاری با نفوذ ناقص (بدون استفاده از ورق پشت‌بند) انجام پذیرد.



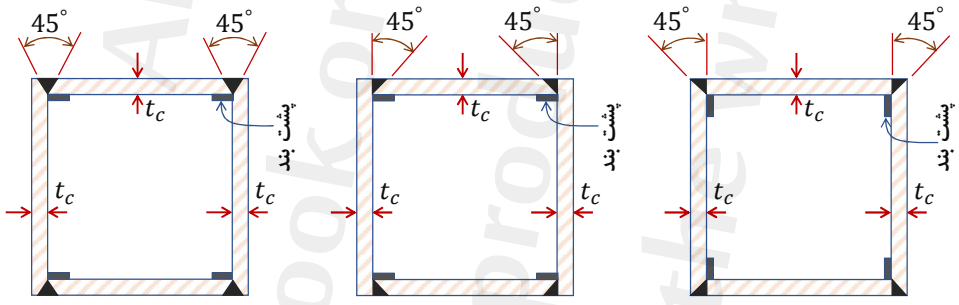


صفحه ۸۰۳ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

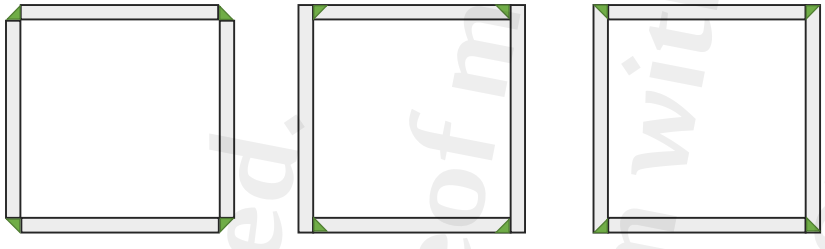
جزئیات اتصال جوش شیاری با نفوذ کامل در ستون‌های جعبه‌ای ساخته شده از ورق با ضخامت کمتر یا مساوی ۲۵ میلیمتر باید مطابق شکل ۱۰-۳-۷-۱-الف یا ۱۰-۳-۷-۱-ب و برای ورق‌های بزرگتر از ۲۵ میلیمتر مطابق شکل ۱۰-۳-۷-۱-پ باشد.

نحوهٔ ساخت ستون‌های جعبه‌ای ساخته شده از ورق



صفحه ۸۰۴ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

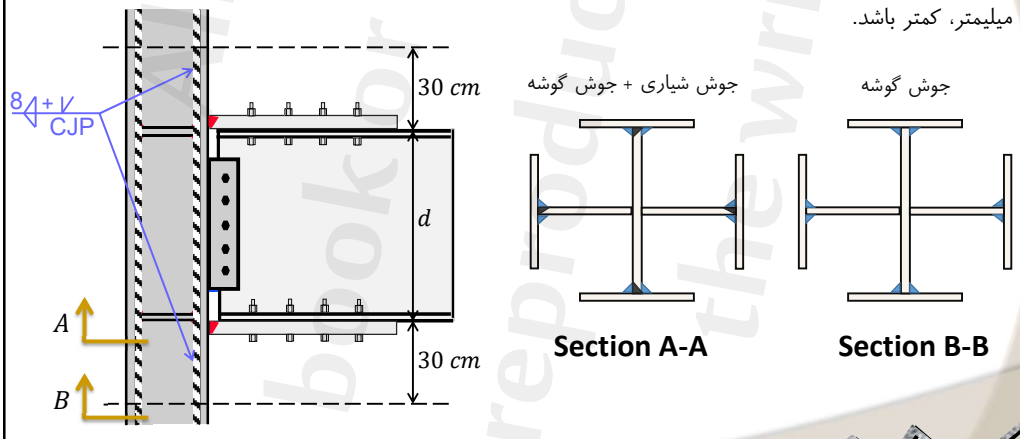


غلط | درست یا غلط؟ | درست یا غلط؟

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

در ستون‌های با مقطع صلیبی شکل ساخته شده از ورق یا ساخته شده از نیمرخ‌های نوردشده، در محل اتصال تیر به ستون به فاصله‌ای شامل عمق تیر به علاوهٔ ۳۰۰ میلیمتر بالا و پایین بال تیر، که به عنوان نواحی بحرانی ستون نامیده می‌شوند، اتصال جان‌ها به یکدیگر و به بال‌ها باید از نوع جوش شیاری با نفوذ کامل با جوش گوشهٔ تقویتی در هر دو طرف جان باشد. بعد جوش‌های گوشهٔ تقویتی در هر طرف جان ستون نباید از کوچکترین دو مقدار ضخامت جان و ۸ میلیمتر، کمتر باشد.



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

ملاحظات اجرایی تیرها

تیرها باید مطابق الزامات بخش ۱۰-۳-۲-۸ دارای مهار جانبی باشند. علاوه بر الزامات آن بخش، به جز در اتصالات فلنجی پیش‌تأییدشده، تعبیهٔ مهار جانبی اضافی در دو انتهای تیر در فاصله‌ای بین انتهای ناحیهٔ حفاظت شده تا نصف عمق تیر بعد از آن، الزامی است. طول ناحیهٔ حفاظت شده برای انواع مختلف اتصالات پیش‌تاییدشده، در بخش‌های مربوطه ارائه شده است. در قاب‌های خمشی با دال بتنی سازه‌ای، درصورتیکه تیرها در فاصلهٔ میانی بین دو ناحیهٔ حفاظت شده دارای برشگیرهای فولادی مدفون در بتن به فاصلهٔ حداکثر برابر ۳۰۰ میلیمتر باشند، تعبیهٔ مهارهای جانبی اضافی در محل‌های مذکور الزامی نیست. همچنین:

۱) در قاب‌های خمشی با دال بتنی سازه‌ای، به جز در اتصالات پیش تأییدشدهٔ فلنجی، در نواحی حفاظت شدهٔ تیر تعبیهٔ برشگیر در روی بال فوقانی تیر مجاز نیست. در اتصال پیش تأییدشدهٔ فلنجی چهار پیچی بدون استفاده از ورق لچکی و نیز در اتصال پیش تأییدشدهٔ فلنجی چهار یا هشت پیچی با استفاده از ورق لچکی، در فاصلهٔ **1.5** برابر عمق تیر از بر ستون، تعبیهٔ برشگیر در روی بال فوقانی تیر مجاز نیست.

۲) در قاب‌های خمشی با دال بتنی سازه‌ای، در فاصلهٔ حداقل برابر ۲۵ میلیمتر از طریق مصالح انعطاف‌پذیر (نظیر یونولیت) باید از اتصال دال بتنی به وجوه ستون اجتناب شود.

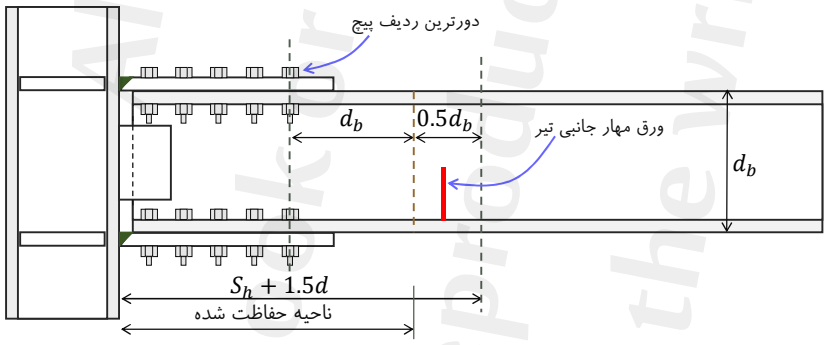
تبصره: منظور از دال بتنی سازه‌ای، دال بتن آرمه‌ای است که ضخامت آن بیش از ۷۵ میلیمتر بوده و تنش فشاری مشخصهٔ نمونهٔ استوانه‌ای بتن، بیش از ۱۴ مگاپاسکال باشد. در دال بتنی همراه با عرشهٔ فولادی، ضخامت معادل دال بتنی روی عرشه مدنظر است.

صفحه ۸۰۷ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

SMF: $L_b \le 0.095\left(\frac{E}{R_y F_y}\right) r_y$

IMF: $L_b \le 0.19\left(\frac{E}{R_y F_y}\right) r_y$



صفحه ۸۰۸ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

ت) جوشکاری

(۱) صد درصد جوش‌های شیاری به کاررفته در ناحیهٔ اتصال تیر به ستون باید از طریق آزمایش‌های غیر مخرب نظیر رادیوگرافی یا اولتراسونیک (فراصوتی) تأیید شوند (مطابق بند ۱۰-۴-۴-۲).

(۲) برداشتن پشت‌بندهای مورد استفاده در اتصال ورق‌های پیوستگی به بال‌ها و جان (یا جان‌های) مقطع ستون، پس از اتمام عملیات جوشکاری الزامی نیست. پشت‌بندهایی که در محل اتصال به بال ستون باقی می‌مانند باید با استفاده از یک جوش گوشهٔ پیوستهٔ ۸ میلیمتری بر لبهٔ زیرین جوش شیاری به بال ستون متصل شود. هنگامیکه پشت‌بند برداشته می‌شود، پاس ریشه باید تا رسیدن به فلز جوش سالم شیارزنی شود و با یک جوش گوشه تقویت شود. جوش گوشهٔ تقویتی باید سرتاسری بوده و بعد آن حداقل ۸ میلیمتر باشد.

(۳) در اتصالات گیردار مستقیم تیر به ستون، اتصال بال‌های تیر به بال ستون باید از نوع جوش شیاری با نفوذ کامل باشد. برای این منظور در دو انتهای تیر، تعبیهٔ سوراخ‌های دسترسی برای انجام جوش شیاری با نفوذ کامل بال تیر به بال ستون همراه با ورق‌های پشت‌بند، مطابق الزامات بند ۱۰-۲-۹-۱-۴ یا ۱۰-۳-۲-۱۱-۵ این مبحث، حسب مورد، الزامی است. اتصال ورق‌های پشت‌بند به بال‌های تیر مجاز نیست.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

(۴) در اتصالات گیردار مستقیم تیر به ستون، برای اتصال بال‌های تیر به بال ستون، استفاده از ورق‌های گوشواره (ناودان انتهای جوش شیاری) الزامی است. ورق‌های گوشواره باید حداقل به اندازهٔ ۲۵ میلیمتر یا ضخامت قطعه (هرکدام بزرگتر بود،) از لبهٔ درز امتداد داشته باشد؛ ولی نیازی نیست بلندتر از ۵۰ میلیمتر باشد. پس از تکمیل جوشکاری، ورق‌های گوشواره‌ای باید برداشته شوند.

(۵) در اتصالات گیردار مستقیم تیر به ستون، پشت‌بندهای مورد استفاده در بال تحتانی تیر (در صورت وجود) باید برداشته شوند و پس از برداشتن پشتبند، پاس ریشه باید تا رسیدن به فلز جوش سالم شیارزنی شود و با جوش گوشه به ضخامت حداقل ۸ میلیمتر تقویت گردد. ضخامت جوش گوشهٔ تقویتی باید به گونه‌ای باشد که پنجهٔ جوش گوشه روی فلز پایه تیر قرار گیرد. چنانچه پس از حذف پشت‌بند، فلز پایه و ریشهٔ جوش به صورت یکنواخت سنگزنی شوند، نیازی به ادامه دادن جوش گوشهٔ تقویتی روی فلز پایه نیست.

(۶) در اتصالات گیردار مستقیم تیر به ستون، برداشتن پشت‌بندهای مورد استفاده در بال فوقانی تیر (در صورت وجود) الزامی نیست. درصورتیکه پشت‌بندها برداشته نشوند، این پشتبندها باید با جوش گوشه به ضخامت حداقل ۸ میلیمتر به بال ستون جوش داده شوند. جوشکاری این پشت‌بندها به بال‌های تیر مجاز نیست.

(۷) در صورت اجرای اتصالات گیردار به صورت درختی، محل وصلهٔ تیر، شامل نواحی که وصله با جوش یا پیچ به تیر متصل می‌شود، باید خارج از ناحیهٔ حفاظت شده باشد.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

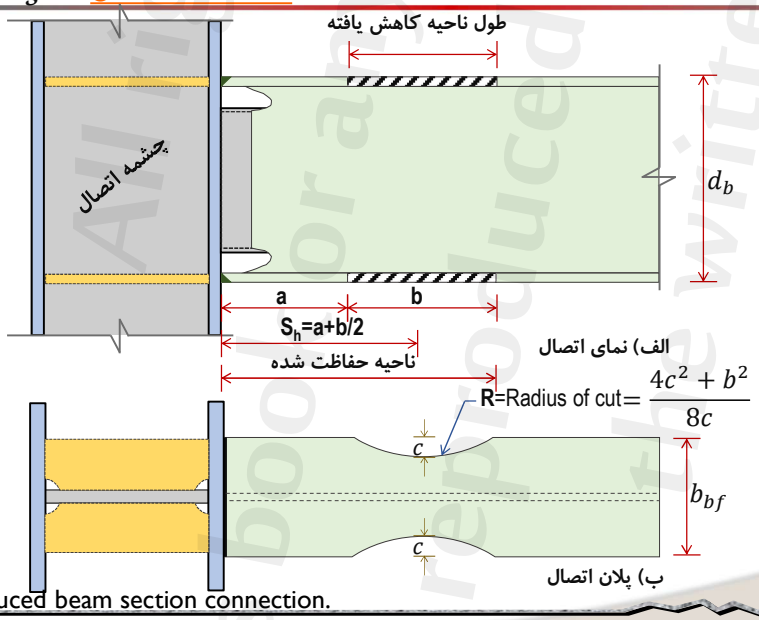
اتصال گیردار تیر با مقطع کاهش یافته (RBS)

اتصال گیردار تیر با مقطع کاهش‌یافته (شکل ۱۰-۳-۷-۲) علاوه بر تأمین الزامات عمومی بخش ۱۰-۳-۷-۱ باید دارای شرایط مندرج در این بخش باشد. در این نوع اتصال قسمتی از بال تیر در مجاورت اتصال آن به ستون براساس محدودیت‌های این بخش کاهش می‌یابد. هدف از این اقدام این است که تسلیم و تشکیل مفاصل پلاستیک به طور عمده در این قسمت از تیر اتفاق بیفتد. ناحیهٔ کاهش‌یافتهٔ تیر باید دارای مقاومت موجود کافی در برابر کلیهٔ ترکیبات بارگذاری متعارف باشند.

تبصره: در قاب‌های دارای این نوع اتصالات، در کنترل تغییرمکان جانبی نسبی طبقه باید آثار مقطع کاهش‌یافته لحاظ شود. در این کنترل به جای مدلسازی ناحیهٔ کاهش‌یافته، می‌توان تغییرمکان جانبی نسبی را در حالتی که ناحیهٔ کاهش‌یافته مدل نشده است، با ضریب 1.1 برای حالت نظیر $c=0.25b_{bf}$ تشدید نمود. برای سایر مقادیر c می‌توان از درونیابی خطی بین آنها و $c=0.25b_{bf}$ بهره برد. c پارامتری است که در شکل ۱۰-۳-۷-۲ نشان داده شده و محدودیت‌های آن در بخش ۱۰-۳-۷-۲-۱ بیان شده است.

صفحه ۸۱۱ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



Reduced beam section connection.

صفحه ۸۱۲ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

تیرها

در این نوع اتصال استفاده از مقاطع نوردشدهٔ I یا H شکل و مقاطع ساخته شده از ورق دارای مقطع I یا H شکل، برای تیر مجاز است. همچنین:

(۱) عمق مقطع تیر نباید از ۱۱۰۰ میلیمتر بیشتر باشد.

(۲) جرم تیر نباید از ۶۰۰ کیلوگرم بر متر بیشتر باشد.

(۳) ضخامت بال مقطع تیر نباید از ۵۵ میلیمتر بیشتر باشد.

(۴) نسبت دهانهٔ آزاد تیر به عمق مقطع آن نباید از ۷ در قاب‌های خمشی ویژه و از ۵ در قاب‌های خمشی متوسط کمتر در نظر گرفته شود.

(۵) نسبت پهنا به ضخامت بال و جان تیر باید ضوابط بندهای ۱۰-۳-۳-۲-۲ یا ۱۰-۳-۳-۳-۲ را، حسب مورد، اقناع نماید. در محاسبهٔ این نسبت، پهنای بال را می‌توان برابر عرض بال در انتهای دو سوم میانی ناحیهٔ کاهش‌یافتهٔ بال در نظر گرفت.

(۶) در دو انتهای تیر، برای انجام جوش شیاری با نفوذ کامل بال تیر به بال ستون، تعبیهٔ سوراخ‌های دسترسی الزامی بوده و هندسهٔ آنها باید مطابق الزامات بند ۱۰-۲-۹-۱-۴ باشد.

صفحه ۸۱۳ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

(۷) در دو انتهای تیر، ناحیهٔ حفاظت شده باید برابر a+b در نظر گرفته شود. a و b در شکل ۱۰-۳-۷-۲ نشان داده شده است.

(۸) فاصلهٔ محل تشکیل مفصل پلاستیک از بر ستون، باید برابر $S_h=a+b/2$ در نظر گرفته شود. a و b در شکل ۱۰-۳-۷-۲ نشان داده شده است.

(۹) در ناحیهٔ کاهش‌یافتهٔ تیر محدودیت‌های زیر باید تأمین شوند. انتخاب نهایی مقادیر این پارامترها براساس تأمین کلیهٔ الزامات مربوط به مقاومت موجود لازم تیر در مقطع کاهش‌یافته و انتهای تیر صورت می‌گیرد.

$$R = (4c^2+b^2)/8c$$

$$0.5b_{bf} \le a \le 0.75b_{bf}$$

$$0.65d_b \le b \le 0.85d_b$$

$$0.1b_{bf} \le c \le 0.25b_{bf}$$

در روابط فوق a، b، c، b_{bf}، d_b در شکل ۱۰-۳-۷-۲ نشان داده شده است.

صفحه ۸۱۴ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

ستون‌ها

در این نوع اتصال استفاده از مقاطع نوردشده H شکل، مقاطع ساخته شده دارای مقطع H شکل، جعبه‌ای ساخته شده از ورق یا ساخته شده از مقاطع H شکل همراه با ورق‌های کناری (مقاطع H شکل جعبه‌ای شده) و مقاطع صلیبی شکل ساخته شده از ورق یا ساخته شده از نیمرخ‌های نوردشده برای ستون مجاز است. همچنین:

(۱) عمق مقاطع H شکل و عمق و پهنای مقاطع صلیبی شکل نباید از ۱۰۰۰ میلیمتر و عمق و پهنای مقاطع جعبه‌ای شکل و H شکل جعبه‌ای شده نباید از ۷۰۰ میلیمتر بیشتر باشد.

(۲) در ستون‌های جعبه‌ای ضخامت مقطع ستون باید به نحوی باشد که در ناحیهٔ چشمهٔ اتصال نیاز به ورق‌های مضاعف نباشد.

صفحه ۸۱۵ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

سایر الزامات

(۱) اتصال بال‌های تیر به بال ستون باید از طریق جوش شیاری با نفوذ کامل مطابق الزامات عمومی اتصالات پیش تایید شده (بند ۱۰-۳-۷-۱-ت) صورت گیرد.

(۲) در قاب‌های خمشی ویژه، جان تیر باید از طریق جوش شیاری با نفوذ کامل به بال ستون جوش شود. علاوه بر آن لازم است یک ورق تکی جان در فاصلهٔ بین دو سوراخ دسترسی تعبیه شود (شکل ۱۰-۳-۷-۲). استفاده از ورق تکی جان به عنوان پشت بند جوش شیاری جان تیر به بال ستون نیز مجاز است. ضخامت ورق تکی جان باید حداقل برابر ۱۰ میلیمتر باشد. اتصال ورق تکی به بال ستون و جان تیر می‌تواند از نوع جوش گوشهٔ یکطرفه با ضخامت حداقل آیین‌نامه‌ای باشد. در انتهای جوش شیاری جان تیر به بال ستون استفاده از ورق‌های گوشواره‌ای الزامی نیست. تعبیهٔ سوراخ در جان تیر به منظور مونتاژ در این اتصالات مجاز است.

(۳) در قاب‌های خمشی متوسط، اتصال جان تیر به بال ستون می‌تواند از طریق رعایت ضوابط بند ۲ فوق انجام پذیرد. در این نوع قاب به جای رعایت این ضوابط، اتصال جان تیر به بال ستون می‌تواند از طریق یک ورق تکی پیچ شده به جان تیر نیز صورت گیرد. در این حالت اتصال ورق تکی به جان تیر باید از نوع لغزش بحرانی با سوراخ استاندارد، یا سوراخ استاندارد در یکی و سوراخ لوبیایی کوتاه در امتداد موازی با محور تیر در دیگری باشد. اتصال ورق تکی به بال ستون باید از نوع شیاری با نفوذ کامل یا جوش گوشهٔ دوطرفه باشد. مقاومت برشی موردنیاز اتصال باید براساس الزامات بند ۱۰-۳-۳-۲-۵ تعیین شود. ضخامت جوش‌های گوشهٔ طرفین ورق تکی به بال ستون باید حداقل برابر 0.75 ضخامت ورق تکی و ضخامت ورق تکی باید حداقل برابر ۱۰ میلیمتر باشد. پیچ‌ها می‌توانند قبل یا بعد از جوشکاری ورق به بال ستون، پیش کشیده شوند.

صفحه ۸۱۶ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

برشکاری بال تیر

(۱) در ناحیهٔ کاهش یافتهٔ تیر، برشکاری بال تیر باید توسط دستگاه برش حرارتی انجام شود تا یک انحنای هموار به وجود آید. در محل خاتمهٔ برشکاری بال تیر، تبدیل مقطع کاهش یافته به مقطع کاهش نیافته باید به صورت هموار و از طریق سنگ زنی گوشه‌های تیز انجام شود. رواداری مجاز اجرای برش حرارتی از مقادیر موردنظر، مطابق روابط ۱۰-۳-۷-۱ الی ۱۰-۳-۷-۴ به میزان ۶ میلیمتر است.

(۲) شیارهایی که در اثر برش حرارتی ایجاد می‌شوند، اگر عمقی کمتر از ۶ میلیمتر داشته باشند، می‌توانند با سنگزنی برداشته شوند. بعد از سنگ‌زنی، این ناحیه باید توسط روش MT (بازرسی ذرات مغناطیسی) به صورت غیر مخرب بازرسی شود تا از برداشته شدن کامل شیار اطمینان حاصل شود. سنگزنی نباید منجر به کاهش مقطع بال تیر به اندازه‌ای بیش از ۶ میلیمتر از مقدار موردنظر، مطابق روابط ۱۰-۳-۷-۱ الی ۱۰-۳-۷-۴ شود.

(۳) اگر عمق شیارهایی که در اثر برش حرارتی ایجاد می‌شوند، بیشتر از ۶ میلیمتر ولی کمتر از ۱۳ میلیمتر باشد، شیار باید توسط جوشکاری تعمیر شود. در این حالت ابتدا باید با سنگزنی، شیار برداشته شده و سپس با پیش‌گرمایش حداقل ۶۶ درجه سلسیوس جوشکاری انجام شود و با سنگ‌زنی انحنای هموار موردنظر با رعایت رواداری مربوطه ایجاد گردد. این روش را می‌توان در مورد شیارهایی که عمقی کمتر از ۶ میلیمتر دارند، ولی سنگ‌زنی آنها منجر به کاهش مقطع بال تیر به اندازه‌ای بیش از ۶ میلیمتر از مقدار موردنظر، مطابق روابط ۱۰-۳-۷-۱ الی ۱۰-۳-۷-۴ می‌شود، نیز به کار گرفت.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

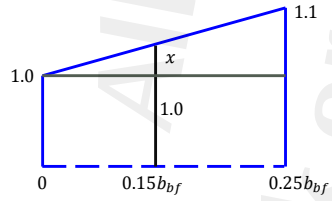
مثال) در قاب خمشی فولادی با اتصال گیردار مستقیم تیر با مقطع کاهش یافته (اتصال از پیش تایید شده) اگر عرض ناحیه کاهش یافته تیر ۳۰ درصد پهنای بال آن بوده $c=0.15b_f$ و تغییر مکان جانبی نسبی طبقه بدون لحاظ کاهش مقطع تیر برابر ۵۰ میلیمتر محاسبه شده باشد، تغییر مکان جانبی نسبی طبقه با لحاظ اثر کاهش عرض مقطع تیر به طور تقریبی چقدر می‌تواند در نظر گرفته شود؟ (فرض کنید به این منظور، از مدلسازی ناحیه کاهش یافته استفاده نشود) (آبان ۹۳)

الف) 57 mm

ب) 44 mm

ج) 50 mm

د) 53mm

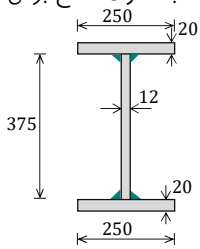


$$\frac{0.1}{0.25}=\frac{x}{0.15} \Rightarrow x=0.06 \Rightarrow \Delta=1.06\times 50=53mm$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مثال) در یک قاب خمشی فولادی ویژه قرار است برای تیر با مقطع شکل زیر از اتصال گیردار مستقیم با مقطع کاهش یافته استفاده شود. اگر طول ناحیهٔ کاهش یافته ۳۳۰ میلی متر باشد، کدام یک از مقادیر زیر نمی‌تواند به عنوان شعاع برش انتخاب شود؟ در شکل ابعاد به میلی متر است (مرداد ۱۴۰۰)



الف) 270 mm

ب) 370 mm

ج) 470 mm

د) 570 mm

$0.65d_b \le b \le 0.85d_b$ => 269 mm ≤ b ≤ 352 mm

$0.1b_{bf} \le c \le 0.25b_{bf}$ => 25 mm ≤ c ≤ 62.5 mm

$R = (4c^2+b^2)/8c$

$$R_{min} = \frac{4 \times 62.5^2 + 330^2}{8 \times 62.5} = 249mm \qquad R_{max} = \frac{4 \times 25^2 + 330^2}{8 \times 25} = 557mm$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

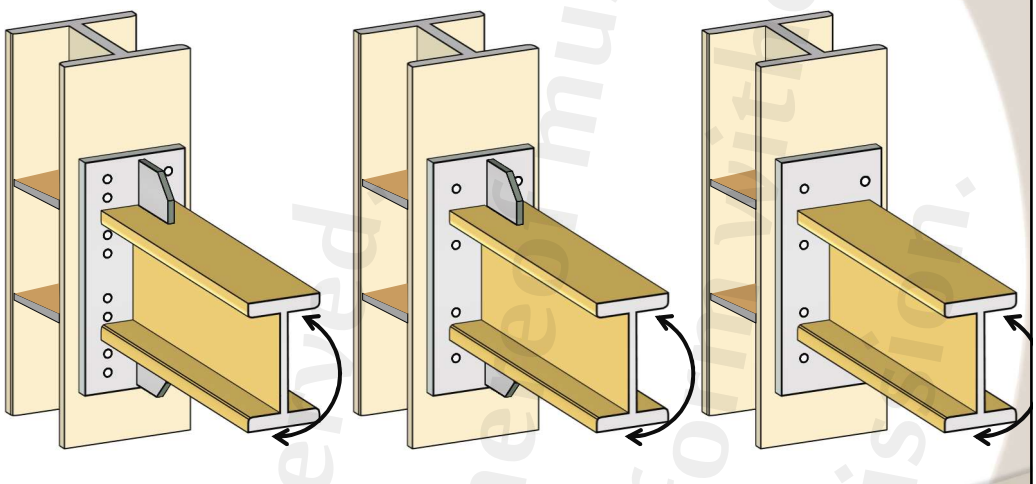
اتصال گیردار فلنجی چهار پیچی بدون استفاده از ورق لچکی (BUEEP) و اتصال گیردار فلنجی چهار یا هشت پیچی با استفاده از ورق لچکی (BSEEP)

اتصالات گیردار فلنجی (شکل ۱۰-۳-۷-۳) علاوه بر تأمین الزامات عمومی بخش ۱۰-۳-۷-۱ باید دارای شرایط مندرج در این بخش باشند. این نوع اتصال با جوش دادن تیر به ورق انتهایی در کارخانه و پیچ کردن این ورق به بال ستون در کارگاه ساخته می‌شود. رفتار این نوع اتصالات توسط حالت‌های حدی مختلفی از قبیل تسلیم خمشی مقطع تیر، تسلیم خمشی ورق انتهایی، تسلیم چشمهٔ اتصال ستون، گسیختگی برشی و کششی پیچ‌های ورق انتهایی یا گسیختگی در اجزای اتصالات جوشی آن کنترل می‌شود. طراحی اتصال باید به گونه‌ای باشد که با تأمین مقاومت موجود کافی در اجزای آن، تغییرشکل غیر الاستیک از طریق تسلیم مقطع تیر ایجاد شود.

ابعاد و ضخامت ورق انتهایی و نیز مشخصات و تعداد پیچ‌های اتصال ورق انتهایی به بال ستون باید براساس مقاومت‌های خمشی و برشی موردنیاز اتصال تیر به ستون (مطابق الزامات بند ۱۰-۳-۳-۲-۶ یا ۱۰-۳-۳-۳-۸ حسب مورد) تعیین شود. در تعیین مقاومت‌های طراحی وسایل اتصال، ضریب کاهش مقاومت (ϕ) را می‌توان برای حالت‌های حدی غیر شکل‌پذیر، به جای 0.75 برابر 0.9 و برای حالت‌های حدی شکل‌پذیر به جای 0.9 برابر 1.0 در نظر گرفت. همچنین در تعیین مقاومت‌های مجاز وسایل اتصال، ضریب اطمینان (Ω) را می‌توان برای حالت‌های حدی غیر شکل‌پذیر، به جای 2.0 برابر 1.67 و برای حالت‌های حدی شکل‌پذیر به جای 1.67 برابر 1.5 در نظر گرفت.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

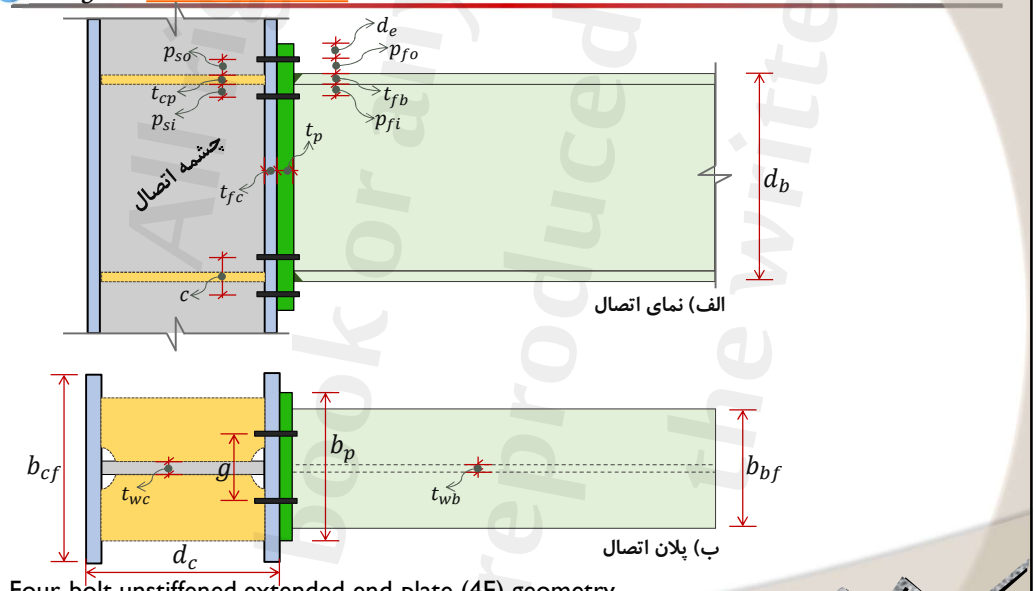
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



الف) چهار پیچی بدون ورق سخت‌کننده ب) چهار پیچی با ورق سخت‌کننده پ) هشت پیچی با ورق سخت‌کننده

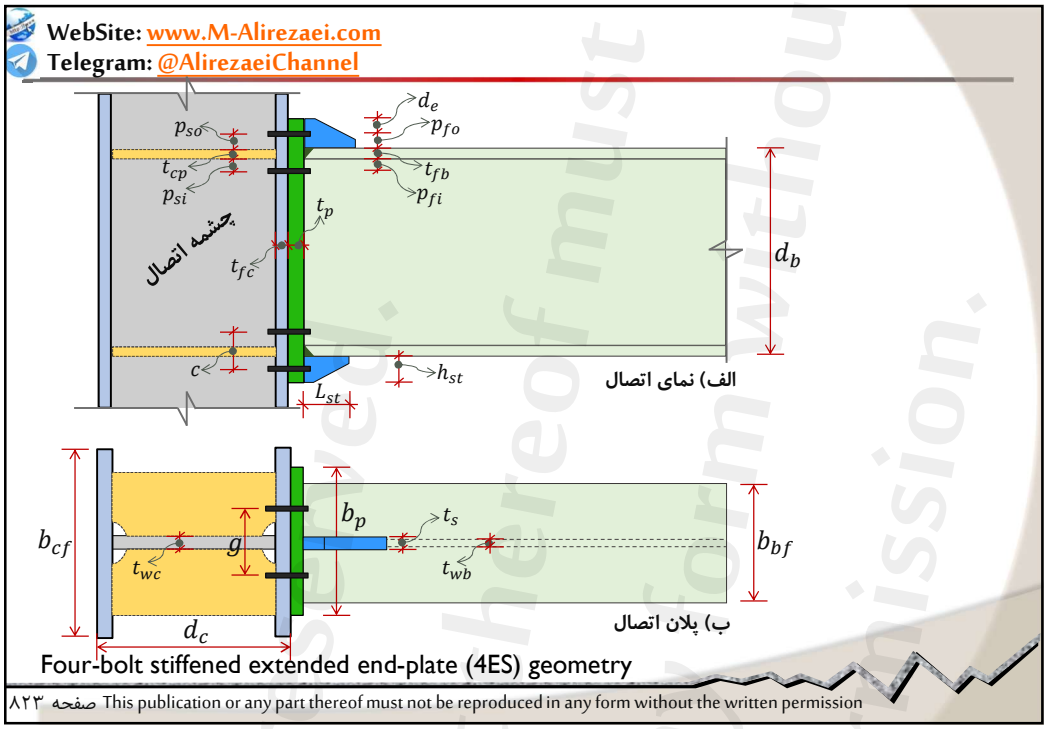
صفحه ۸۲۱ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



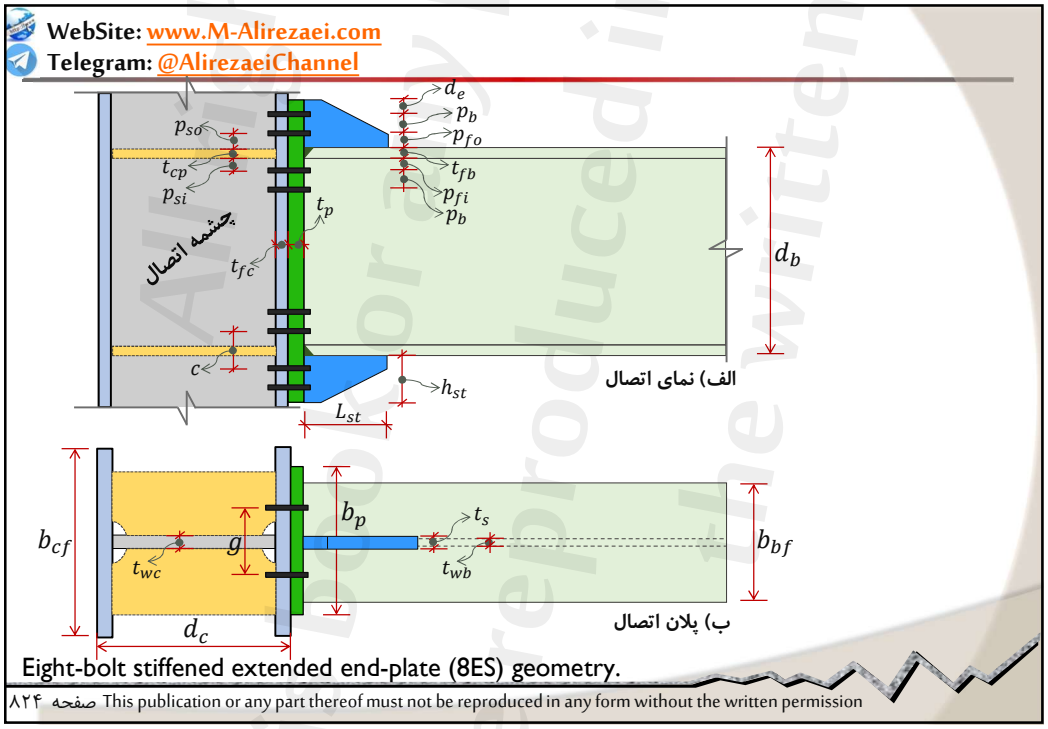
Four-bolt unstiffened extended end-plate (4E) geometry

صفحه ۸۲۲ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission



Four-bolt stiffened extended end-plate (4ES) geometry

صفحه ۸۲۳ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission



Eight-bolt stiffened extended end-plate (8ES) geometry.

صفحه ۸۲۴ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

تیرها

در این نوع اتصال گیردار، استفاده از مقاطع نوردشدهٔ I یا H شکل و مقاطع ساخته شده دارای مقطع I یا H شکل، برای تیر مجاز است. همچنین:

(۱) نسبت دهانهٔ آزاد تیر به عمق مقطع آن نباید از ۷ در قاب‌های خمشی ویژه و از ۵ در قاب‌های خمشی متوسط کمتر در نظر گرفته شود.

(۲) در دو انتهای تیر، تعبیهٔ سوراخ‌های دسترسی برای انجام جوش شیاری با نفوذ کامل بال تیر به ورق انتهایی، مجاز نیست.

(۳) در دو انتهای تیر، ناحیهٔ حفاظت شده باید به شرح زیر در نظر گرفته شود:

- در اتصال فلنجی بدون استفاده از ورق لچکی، برابر کوچکترین دو مقدار عمق تیر و سه برابر پهنای بال تیر از بر ستون؛
- در اتصال فلنجی با استفاده از ورق لچکی، برابر کوچکترین دو مقدار طول ورق لچکی به علاوه نصف عمق تیر و سه برابر پهنای بال تیر از بر ستون.

صفحه ۸۲۵ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

(۴) فاصلهٔ محل تشکیل مفصل پلاستیک از بر ستون (S_h) باید برابر کوچکترین دو مقدار $d_b/2$ و $3b_f$ برای اتصالات فلنجی بدون استفاده از ورق‌های لچکی و برابر $L_{st}+t_p$ برای اتصالات فلنجی با استفاده از ورق‌های لچکی در نظر گرفته شود که در آن d_b عمق تیر، b_{bf} پهنای بال تیر، L_{st} طول ورق لچکی در روی بال تیر و t_p ضخامت ورق انتهایی است.

(۵) در دو انتهای تیرهای ساخته شده از ورق، به فاصلهٔ حداقل برابر کوچکترین دو مقدار عمق تیر و سه برابر پهنای بال تیر، اتصال جان به بال باید از نوع جوش شیاری با نفوذ کامل یا جوش گوشهٔ دوطرفه باشد. ضخامت جوش‌های گوشهٔ دوطرفه نباید از $0.75t_w$ (t_w جان مقطع تیر است) و ۶ میلیمتر کمتر در نظر گرفته شود.

صفحه ۸۲۶ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved
This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

ستون‌ها

در این نوع اتصال گیردار، استفاده از مقاطع نوردشدهٔ H شکل، مقاطع ساخته شدهٔ H شکل و مقطع صلیبی شکل ساخته شده از ورق یا ساخته شده از نیمرخ‌های نوردشده برای ستون مجاز است.

همچنین:

(۱) عمق مقطع ستون نباید از ۱۰۰۰ میلیمتر بیشتر باشد.

صفحه ۸۲۷ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

سایر الزامات

(۱) اتصالات فلنجی باید محدودیت‌های ابعادی جدول ۱۰-۳-۷-۲ را تأمین نمایند. در این جدول، b_{bf} پهنای بال تیر، b_p پهنای ورق انتهایی، d_b عمق تیر متصل شونده به ورق انتهایی، g فاصلهٔ افقی بین دو ردیف قائم پیچ، p_b فاصلهٔ قائم بین دو ردیف پیچ در هر دو طرف بال تیر در اتصال فلنجی هشت پیچی، p_{fi} فاصلهٔ قائم بین نزدیکترین ردیف پیچ داخلی تا بر بال کششی تیر، p_{fo} فاصلهٔ قائم بین نزدیکترین ردیف پیچ بیرونی تا بر بال کششی تیر، t_{bf} ضخامت بال مقطع تیر، t_p ضخامت ورق انتهایی است.

BSEEP				BUEEP		پارامتر
هشت پیچی		چهار پیچی				
حداکثر (mm)	حداقل (mm)	حداکثر (mm)	حداقل (mm)	حداکثر (mm)	حداقل (mm)	
30	15	25	10	25	10	t_{bf}
350	200	250	150	250	150	b_{bf}
1000	440	700	340	1400	340	d_b
70	20	50	12	60	12	t_p
400	240	300	180	300	180	b_p
200	150	160	100	160	100	g
50	40	150	50	120	35	p_{fi}،p_{fo}
100	90	-	-	-	-	p_b

صفحه ۸۲۸ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

تبصره: در قاب‌های خمشی ویژه با عملکرد توأم دال بتنی و مقطع فولادی در سرتاسر طول تیر، عمق مقطع تیر نباید از ۶۰۰ میلیمتر کمتر باشد.

(۲) پهنای ورق انتهایی نباید از بال تیر متصل شونده به آن کوچکتر در نظر گرفته شود. همچنین پهنای مؤثر ورق انتهایی که در محاسبات منظور می‌شود، نباید از بال تیر متصل شونده به علاوه ۲۵ میلیمتر بزرگتر در نظر گرفته شود.

(۳) اتصال بال تیر به ورق انتهایی باید از نوع جوش شیاری با نفوذ کامل بوده و در وجه داخلی بال تیر با جوش گوشه به ضخامت حداقل ۸ میلیمتر تقویت گردد.

(۴) شیارزنی ریشهٔ جوش بال تیر به ورق انتهایی در قسمتی که مستقیماً بالا یا پایین جان تیر قرار می‌گیرد، ضروری نیست. در این قسمت جوش شیاری با نفوذ کامل کفایت می‌نماید.

(۵) اتصال جان تیر به ورق انتهایی باید از نوع جوش شیاری با نفوذ کامل باشد. چنانچه ضخامت جان مقطع تیر کوچکتر یا مساوی ۱۰ میلیمتر باشد، استفاده از جوش گوشهٔ دوطرفه نیز مجاز است. در صورت استفاده از جوش گوشه، علاوه بر الزامات متعارف طراحی اتصالات، ضخامت آن باید، به گونه‌ای تعیین شود که در فاصلهٔ بین وجه داخلی بال تیر تا ۱۵۰ میلیمتر بعد از اولین ردیف پیچ در اتصالات چهار پیچی و دومین ردیف پیچ در اتصالات هشت پیچی، مجموع مقاومت آنها برابر مقاومت کششی موجود همین بخش جان باشد. درهرحال ضخامت جوش‌های گوشه نباید از $0.8t_w$ و ۸ میلیمتر کمتر در نظر گرفته شوند.

صفحه ۸۲۹ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

(۶) فاصلهٔ سوراخ‌های پیچ (g) نشان داده شده در شکل‌های ۱۰-۳-۷-۳-ت، ث و ج، نباید از پهنای بال تیر بزرگتر باشد. همچنین در این شکل‌ها، حداقل اندازهٔ p_{fi}، p_{fo}، p_{si} و p_{so} برای پیچ‌های تا قطر ۲۵ میلیمتر برابر قطر پیچ به علاوه ۱۳ میلیمتر و برای پیچ‌های با قطر بزرگتر برابر قطر پیچ به علاوه ۱۹ میلیمتر است. در اتصالات هشت پیچی حداقل اندازهٔ p_b نشان داده شده در شکل ۱۰-۳-۷-۲-ج، 2.7 برابر قطر پیچ است.

(۷) ورق‌های لچکی (در صورت استفاده) باید در امتداد جان تیر و در وسط ورق انتهایی تعبیه شوند. طول ورق‌های لچکی نباید از $1.75h_{st}$ کوچکتر در نظر گرفته شود که در آن h_{st} ارتفاع لچکی‌ها در امتداد محور ستون است. ورق‌های لچکی مطابق شکل‌های ۱۰-۳-۷-۳-ث و ج، باید در دو انتهای خود طولی حدوداً ۲۵ میلیمتر برش‌های عمودی و افقی داشته و سپس به صورت مورب بریده شوند. ضخامت ورق‌های لچکی (t_s) نباید کمتر از ضخامت جان مقطع تیر در نظر گرفته شود. همچنین ضخامت ورق‌های لچکی باید به گونه‌ای انتخاب شوند که روابط ۱۰-۳-۷-۵ و ۱۰-۳-۷-۶ اقناع شوند.

$$t_s \geq t_{bw}\left(\frac{F_{yb}}{F_{ys}}\right)$$

$$\frac{h_s}{t_s} \leq 0.56\sqrt{\frac{E}{F_{ys}}}$$

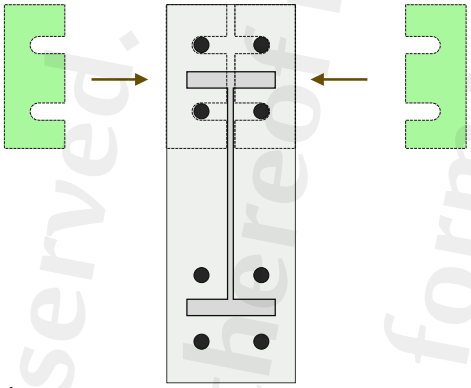
در روابط فوق، h_{st} ارتفاع ورق لچکی، F_{ys} تنش تسلیم مشخصهٔ ورق لچکی، F_{yb} تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد تیر، t_{bw} ضخامت جان مقطع تیر

صفحه ۸۳۰ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

(۸) اتصال لچکی‌ها (در صورت استفاده) به ورق انتهایی و بال تیر باید از نوع جوش شیاری با نفوذ کامل باشد. چنانچه ضخامت لچکی‌ها کوچکتر یا مساوی ۱۰ میلیمتر باشد، استفاده از جوش گوشهٔ دوطرفه نیز مجاز است. ضخامت جوش‌های گوشه نباید از $0.8t_s$ (t_s ضخامت ورق لچکی است) و ۶ میلیمتر کمتر باشد. گوشهٔ ورق لچکی در محل تقاطع آن با بال تیر و ورق انتهایی باید به صورت مثلثی بریده شود تا فاصلهٔ آزاد با جوش بال تیر و ورق انتهایی فراهم شود.

(۹) به کار بردن ورق‌های پرکنندهٔ انگشتی در بالا و پایین ورق انتهایی مطابق شکل ۱۰-۳-۷-۴ مجاز است.



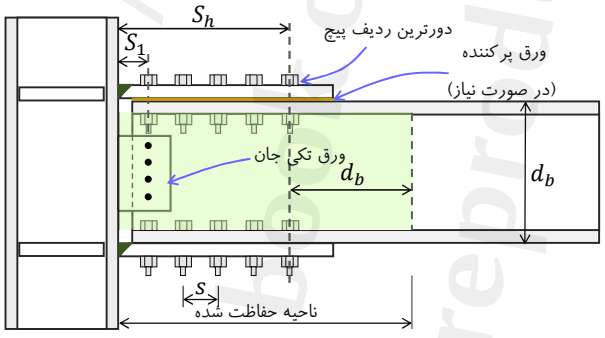
Typical use of finger shims

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

اتصال گیردار پیچی به کمک ورق‌های روسری و زیرسری (BFP)

اتصالات گیردار پیچی به کمک ورق‌های روسری و زیرسری (شکل ۱۰-۳-۷-۵) علاوه بر تأمین الزامات عمومی بخش ۱۰-۳-۷-۱ باید دارای شرایط مندرج در این بخش باشند.



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

این نوع اتصال از طریق جوش دادن ورق‌های روسری و زیرسری به بال ستون و پیچ کردن آنها به بال تیر ساخته می‌شود. این ورق‌ها باید کاملاً یکسان باشند. ضمناً در این نوع اتصال جان تیر نیز از طریق یک ورق تکی به بال ستون متصل می‌شود. منظور از ضوابط ارائه شده در این بخش این است که وقوع تسلیم و شروع تشکیل مفصل پلاستیک در ناحیه‌ای از تیر در انتهای ورق‌های روسری و زیرسری روی دهد. ابعاد و ضخامت ورق‌های روسری و زیرسری و نیز مشخصات و تعداد پیچ‌های اتصال این ورق‌ها به بال تیر باید براساس مقاومت خمشی موردنیاز اتصال تیر به ستون (مطابق بند ۱۰-۳-۳-۲-۶ یا ۱۰-۳-۳-۸ حسب مورد) تعیین شود. ابعاد و ضخامت ورق تکی جان و نیز مشخصات و تعداد پیچ‌های اتصال این ورق به جان تیر باید براساس مقاومت برشی موردنیاز اتصال تیر به ستون (مطابق الزامات بند ۱۰-۳-۳-۲-۶ یا ۱۰-۳-۳-۸ حسب مورد) تعیین شود. در تعیین مقاومت‌های طراحی ورق‌های روسری و زیرسری، ورق تکی جان و وسایل اتصال، ضریب کاهش مقاومت (ϕ) را می‌توان برای حالت‌های حدی غیر شکل‌پذیر، به جای 0.75 برابر 0.9 و برای حالت‌های حدی شکل‌پذیر به جای 0.9 برابر 1.0 در نظر گرفت. همچنین در تعیین مقاومت‌های مجاز آنها ضریب اطمینان (Ω) را می‌توان برای حالت‌های حدی غیر شکل‌پذیر، به جای 2.0 برابر 1.67 و برای حالت‌های حدی شکل‌پذیر به جای 1.67 برابر 1.5 در نظر گرفت.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

تیرها

در این نوع اتصال گیردار، استفاده از مقاطع نوردشده I یا H شکل و مقاطع ساخته شده دارای مقطع I یا H شکل، به عنوان تیر مجاز است. همچنین:

(۱) در دو انتهای تیر، ناحیهٔ حفاظت شده باید برابر فاصله از بر ستون تا دورترین ردیف پیچ در روی بال تیر نسبت به بر ستون به علاوهٔ عمق تیر در نظر گرفته شود.

(۲) محل تشکیل مفصل پلاستیک (S_h) در روی تیر باید در محل دورترین ردیف پیچ در روی بال تیر نسبت به بر ستون، در نظر گرفته شود.

(۳) جرم تیر نباید از ۲۵۰ کیلوگرم بر متر بیشتر باشد.

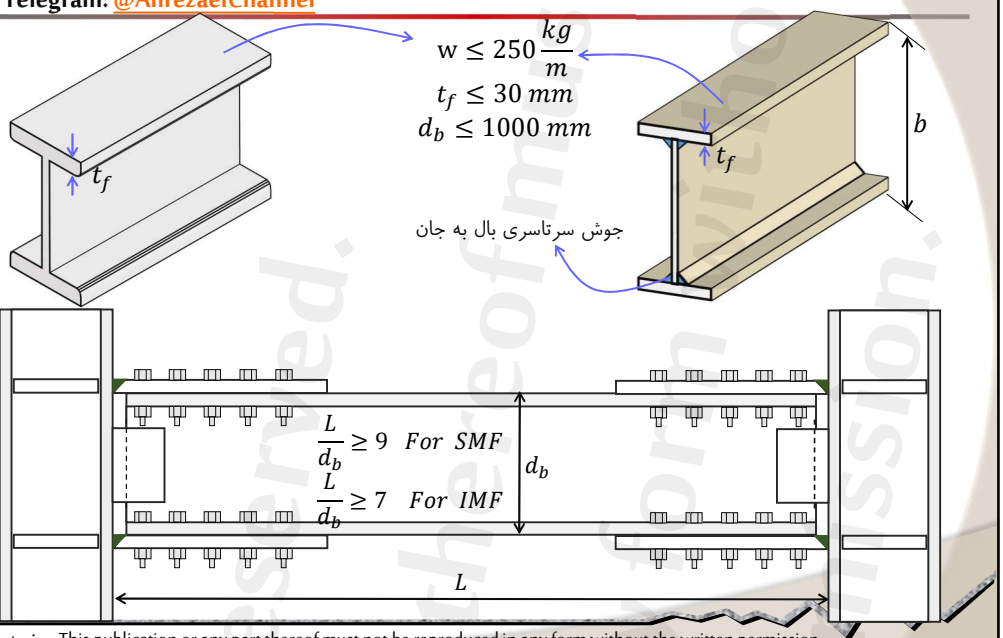
(۴) عمق مقطع تیر نباید از ۱۰۰۰ میلیمتر بیشتر باشد.

(۵) ضخامت بال مقطع تیر نباید از ۳۰ میلیمتر بیشتر باشد.

(۶) نسبت دهانهٔ آزاد تیر به عمق مقطع آن نباید از ۹ در قاب‌های خمشی ویژه و از ۷ در قاب‌های خمشی متوسط کمتر در نظر گرفته شود.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



صفحه ۸۳۵ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

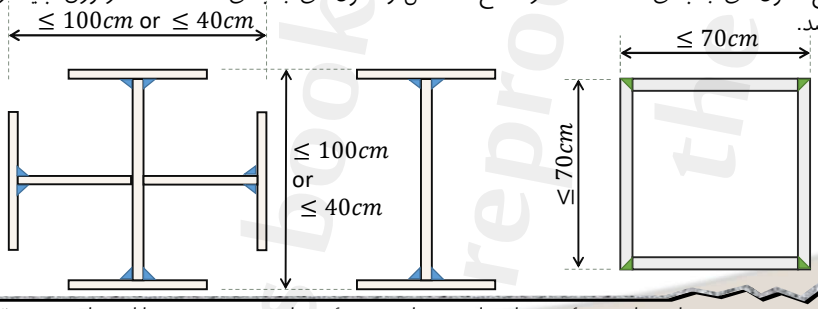
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

ستون‌ها

در این نوع اتصال استفاده از مقاطع نوردشده یا ساخته شده دارای مقطع H شکل، جعبه‌ای ساخته شده از ورق یا ساخته شده از مقاطع H شکل همراه با ورق‌های کناری و مقطع صلیبی شکل ساخته شده از ورق یا ساخته شده از نیمرخ‌های نوردشده به عنوان ستون مجاز است. همچنین:

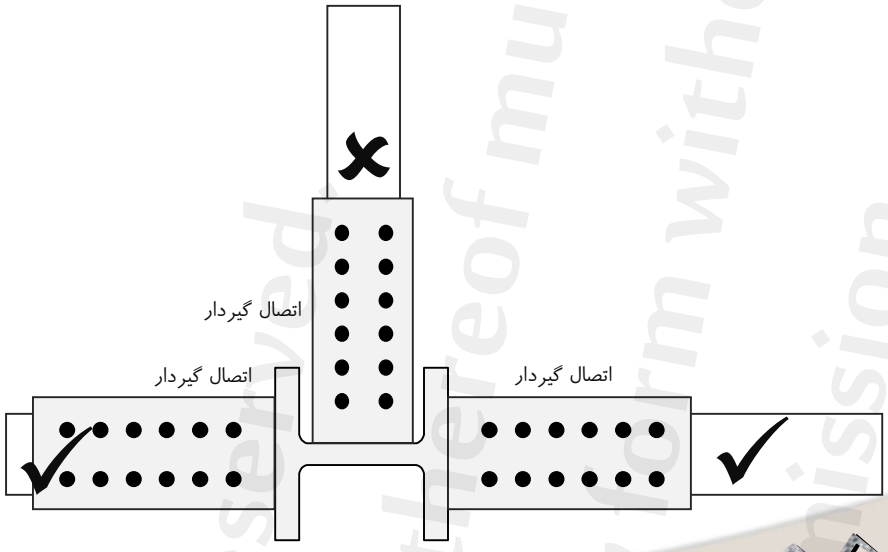
(۱) عمق مقطع ستون‌های H شکل و صلیبی شکل در قاب‌های خمشی با دال بتنی سازه‌ای و دارای برشگیر فولادی مدفون در بتن در فاصلهٔ بین نواحی محافظت شدهٔ دو انتهای تیر، نباید از ۱۰۰۰ میلیمتر و در غیاب دال بتنی سازه‌ای از ۴۰۰ میلیمتر بیشتر باشد.

(۲) عمق و پهنای مقطع ستون‌های جعبه‌ای ساخته شده از مقطع H شکل و ستون‌های جعبه‌ای ساخته شده از ورق نباید از ۷۰۰ میلیمتر بیشتر باشد.



صفحه ۸۳۶ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



صفحه ۸۳۷ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

سایر الزامات

(۱) استفاده از ورق‌های پرکننده به ضخامت مجموعاً تا ۶ میلیمتر بین ورق‌های اتصال و بال تیر مجاز است. این پرکننده‌ها می‌توانند به صورت انگشتی یا ورق‌های سوراخ شده باشند.

(۲) اتصال ورق‌های روسری و زیرسری به بال ستون باید از نوع جوش شیاری با نفوذ کامل باشند. این جوش‌ها باید بحرانی لرزه‌ای در نظر گرفته شوند. در صورت استفاده از تسمهٔ پشت‌بند برای اجرای جوش شیاری با نفوذ کامل، پشت‌بندها باید پس از انجام جوشکاری برداشته شوند. پس از برداشتن پشت‌بند، پاس ریشه باید تا رسیدن به فلز جوش سالم شیارزنی شود و با جوش تقویت شود.

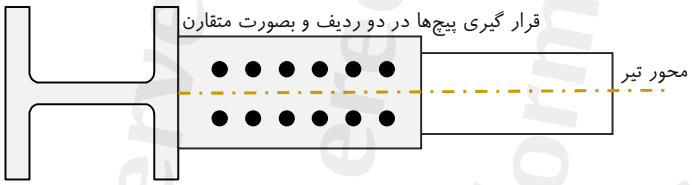
(۳) اتصال ورق تکی جان به بال ستون باید از نوع شیاری با نفوذ کامل یا جوش گوشهٔ دوطرفه باشد. ضخامت جوش‌های گوشه باید براساس مقاومت برشی موردنیاز اتصال تیر به ستون (مطابق الزامات بند ۱۰-۳-۷-۶ یا ۱۰-۳-۹-۸ حسب مورد) تعیین شود و در هرحال در هر دو طرف نباید از $0.8t_{ws}$ (t_{ws} ضخامت ورق تکی جان است) و ۸ میلیمتر کمتر در نظر گرفته شود.

صفحه ۸۳۸ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

(۴) اتصال ورق‌های روسری و زیرسری به بال‌های تیر باید از نوع پیچی با ردهٔ 10.9 یا معادل آن و با قطر پیچ حداکثر برابر ۲۷ میلیمتر باشد. پیچ‌ها باید در هر ردیف دو عدد و به صورت متقارن در طرفین محور تیر تعبیه شوند. طول گروه پیچها در امتداد محور تیر (فاصله از بر ستون تا مرکز آخرین سوراخ) نباید از عمق تیر بیشتر باشد. سوراخ‌های بال تیر باید استاندارد باشند. سوراخ‌های ورق‌های روسری و زیرسری می‌توانند استاندارد یا بزرگ شده باشند. سوراخ‌ها باید با مته ایجاد شوند. استفاده از پانچ برای سوراخکاری مجاز نیست.

(۵) اتصال ورق تکی به جان تیر باید از نوع پیچی بوده و سوراخ‌های ایجادشده در یکی از اجزا، یعنی ورق تکی یا جان تیر، می‌تواند به صورت لوبیایی کوتاه افقی باشد



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

روند طراحی

گام ۱- مقدار لنگر خمشی مورد انتظار در محل تشکیل مفصل پلاستیک (M_{pr}) با استفاده از رابطه زیر تعیین می‌شود.

$$M_{pr} = C_{pr} Z_e R_y F_y$$

که در رابطه اخیر، F_y تنش تسلیم حداقل، R_y برابر نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم حداقل مصالح، C_{pr} ضریب مربوط به اثرات کرنش سختی، قیدهای موضعی و سایر شرایط بوده که طبق رابطه زیر بدست می‌آید:

$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} \leq 1.2$$

گام ۲- جهت جلوگیری از گسیختگی کششی بال تیر، حداکثر قطر پیچ‌های بصورت زیر از نوع استاندارد تعیین شود:

$$d_b \leq \frac{b_f}{2}\left(1 - \frac{R_y F_y}{R_t F_u}\right) - 0.3^{cm}$$

با استفاده از رابطه فوق، قطر پیچ مورد نیاز تعیین شود و فاصله لبه تا سوراخ‌ها کنترل شود که ضوابط مبحث دهم در این ارتباط اقناع شود.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

گام ۳- با فرض مقداری برای ضخامت ورق بال (t_p)، عرض ورق بال (b_{fp}) تعیین شود. برای این مورد بایستی فواصل پیچ‌ها از هم و یا از لبه و همچنین عرض بال تیر نیز کنترل شوند. مقاومت برشی اسمی هر یک از پیچ‌ها براساس معیارهای برشی و لهیدگی آن‌ها بصورت زیر تعیین شود:

$$r_n = \min \begin{cases} 1.0F_{nv}A_b \\ 2.4F_{ub}d_b t_{bf} \\ 2.4F_{up}d_b t_p \end{cases}$$

که در رابطه فوق، A_b سطح مقطع کلی پیچ (بدون رزوه)، F_{nv} ظرفیت برشی اسمی پیچ طبق مبحث دهم، F_{ub} حداقل تنش کششی نهایی مصالح تیر، F_{up} حداقل تنش کششی نهایی مصالح ورق، d_b قطر اسمی پیچ، t_{bf} ضخامت بال تیر و t_p ضخامت ورق بال است.

گام ۴- برای سعی اولیه، تعدادی پیچ برای اتصال در نظر گرفته شود. می‌توان از رابطه زیر تخمین مناسبی برای تعیین تعداد پیچ‌های مورد استفاده داشت.

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

که در رابطه فوق، d عمق تیر، t_p ضخامت ورق بال و n تعداد پیچ‌های مورد نیاز که به سمت عدد زوج بیشتر گرد شده باشد، است.

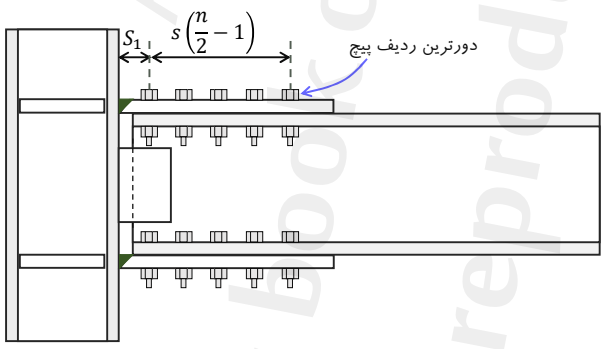
صفحه ۸۴۱ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

گام ۵- مکان مفصل خمیری (S_h) از بَر ستون، تعیین شود.

$$S_h = S_1 + s\left(\frac{n}{2} - 1\right)$$

که در آن S_1 فاصله بَر ستون تا نزدیک‌ترین ردیف پیچ‌ها، n تعداد پیچ و همچنین s فاصله بین ردیف‌های پیچ در امتداد تیر است. مقدار s بایستی از مقدار l_c و همچنین از $2d_b$ بیشتر باشد.



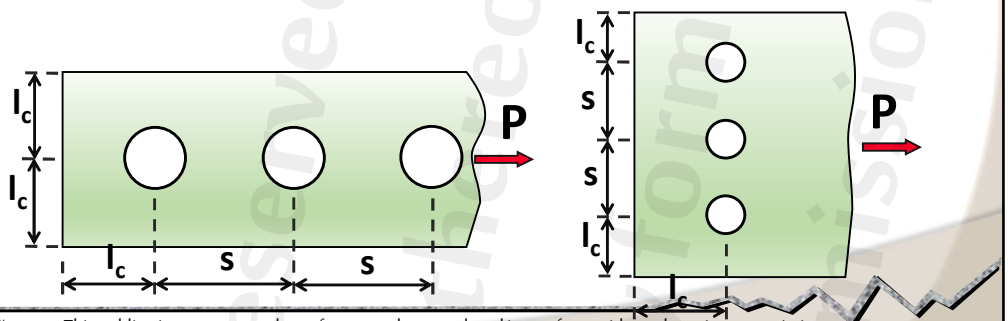
صفحه ۸۴۲ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مقدار s بایستی از مقدار l_c و همچنین از $2d_b$ بیشتر باشد. حداقل فاصله سوراخ‌ها تا لبه در اتصالات پیچی، نبایستی از مقادیر داده شده در جدول زیرکمتر باشد. همچنین طبق مبحث دهم، فاصله مرکز تا مرکز سوراخ‌های استاندارد، سوراخ‌های بزرگ شده و سوراخ‌های لوبیایی نباید از ۳ برابر قطر وسیله اتصال کمتر باشد. به عبارتی:

$s_{min}=3d$

لبه بریده شده با قیچی (گیوتین)	لبه نورد شده ورق- نیمرخ، تسمه و نیز لبه بریده شده با شعله اتوماتیک یا اره
2d	1.5d



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

گام ۶- مقدار نیروی برشی ایجاد شده در محل مفصل پلاستیک در هر دو انتهای تیر تعیین نمایید. مقدار مقاومت برشی در مرکز مفصل پلاستیک باید با در نظر گرفتن تعادل استاتیکی بارهای ثقلی ضریبداری که از ترکیب بار $1.2D + f_1L + 0.2S$ بدست آمده و با نیروی زلزله ترکیب می‌شوند و اثرات لنگر خمشی M_{pr} در محل‌های تشکیل مفصل پلاستیک، تعیین شوند. در ترکیب بار ثقلی مقدار f_1 بایستی با توجه به الزامات مبحث ششم تعیین شود که مقدار آن حداقل برابر 0.5 است.

گام ۷- مقدار لنگر ایجاد شده (ناشی از به ظرفیت رسیدن تیر در محل مفصل پلاستیک) در بَر ستون تعیین شود.

$M_f = M_{pr} + V_h S_h$

که در آن V_h برابر با بیشترین برش ایجاد شده در دو انتهای تیر (و در محل مفصل پلاستیک) که در گام قبل تعیین شد، می‌باشد. در تعیین مقدار لنگر حاصل از رابطه اخیر از مقدار بارهای ثقلی روی تیر در حد فاصل بین مفصل پلاستیک و بَر ستون صرف نظر شده است.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

گام ۸- مقدار نیروی ایجاد شده در ورق بال به سبب لنگر M_f را تعیین نمایید.

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

که در آن d عمق تیر و tp ضخامت ورق بال است.

گام ۹- کفایت تعداد پیچ‌های حدس زده شده در گام ۴، بررسی شود.

$$n \geq \frac{F_{pr}}{\phi_n r_n}$$

گام ۱۰- کفایت ضخامت ورق بال حدس زده شده در گام ۳، بررسی شود.

$$t_p \geq \frac{F_{pr}}{\phi_d F_y b_{fp}}$$

که در آن F_y تنش تسلیم حداقل ورق بال و b_{fp} عرض ورق روی بال است.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

گام ۱۱- کنترل پارگی کششی ورق بال:

$$F_{pr} \leq \phi_n R_n$$

که در آن R_n ظرفیت گسیختگی کششی و مطابق مبحث دهم تعیین می‌شود.

گام ۱۲- کنترل برش قالبی بال تیر:

$$F_{pr} \leq \phi_n R_n$$

که در آن R_n ظرفیت برش قالبی بال تیر بوده و مطابق مبحث دهم تعیین می‌شود.

گام ۱۳- کنترل کمانش فشاری ورق بال:

$$F_{pr} \leq \phi_n R_n$$

که در آن R_n ظرفیت کمانش فشاری ورق بال بوده و مطابق مبحث دهم تعیین می‌شود. در حالتی که کمانش فشاری ورق بال کنترل می‌شود، طول موثر KL را می‌توان برای این قطعه برابر $0.65S_1$ در نظر گرفت. برای رسیدن به همگرایی، لازم است از گام ۳ تا ۱۳ تکرارهایی صورت گیرد.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

گام ۱۴- مقدار نیروی برشی مورد نیاز طراحی در هر دو انتهای تیر محاسبه شود. مقدار مقاومت برشی مورد نیاز باید با در نظر گرفتن تعادل استاتیکی بارهای ثقلی ضریبداری که از ترکیب بار $1.2D + f_1 L + 0.2S$ بدست آمده و با نیروی زلزله ترکیب می‌شوند و اثرات لنگر خمشی M_{pr} در محل‌های تشکیل مفصل پلاستیک، تعیین شوند. در ترکیب بار ثقلی مقدار f_1 بایستی با توجه به الزامات مبحث ششم تعیین شود که مقدار آن حداقل برابر 0.5 است.

$$V_h = \frac{2M_{pr}}{L_h} + V_{gravity}$$

که در آن L_h فاصله مفاصل پلاستیک از یکدیگر در امتداد تیر و $V_{gravity}$ نیز نیروی برشی ناشی از بارهای ثقلی می‌باشد. ظرفیت برشی تیر طبق ضوابط مبحث دهم کنترل شود.

گام ۱۵- ورق تکی جان (در بَر ستون) با استفاده از نیروی بدست آمده در گام ۱۴، طراحی شود.

گام ۱۶- لزوم استفاده از ورق‌های پیوستگی کنترل شود.

گام ۱۷- ناحیه چشمه اتصال کنترل شود.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مثال از اتصال گیردار پیچی با ورق‌های روسری و زیر سری

EXAMPLE

اتصال گیردار تیر با مقطع IPE500 را به ستونی با مقطع IPB400 را توسط اتصال پیچی به کمک ورق‌های روسری و زیر سری (BFP) طراحی و از پیچ‌ها ۱۰.۹ استفاده نمایید. مقدار برش طراحی Vu=10 ton در نظر گرفته شود.

مشخصات مقطع تیر IPE500 بصورت زیر است:

$$d = 50\ cm \quad t_{bw} = 1.02\ cm \quad b_{bf} = 20\ cm \quad t_{bf} = 1.6\ cm \quad k_b = 3.7\ cm$$

$$Z_{bx} = 2194\ cm^3 \quad F_{yb} = 2400\ \frac{kg}{cm^2} \quad F_{ub} = 3700\ \frac{kg}{cm^2} \quad S_x = 1930\ cm^3$$

مشخصات مقطع ستون IPB400 بصورت زیر است:

$$d_c = 40\ cm \quad t_{cw} = 1.35\ cm \quad b_{cf} = 30\ cm \quad t_{cf} = 2.4\ cm \quad k_c = 5.1\ cm$$

$$Z_{cx} = 3232\ cm^3 \quad \left(\frac{h}{t_{cw}}\right) = \frac{40 - 2(2.4 + 5.1)}{1.35} = 18.5$$

$$F_{yc} = 2400\ \frac{kg}{cm^2} \quad F_{uc} = 3700\ \frac{kg}{cm^2}$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

گام ۱- مقدار لنگر خمشی مورد انتظار در محل تشکیل مفصل پلاستیک (M_{pr}) تعیین می‌شود. با توجه به استفاده از دو ردیف خط جوش با سوراخ استاندارد و با استفاده از پیچ‌هایی به قطر ۱۶ میلیمتر، داریم:

$A_{fg} = b_{bf} t_{bf} = 20 \times 1.6 = 32\ cm^2$

$A_{fn} = A_{fg} - 2(d_b + 0.3^{cm}) t_{bf} = 32 - 2(1.6 + 0.3) \times 1.6 = 26\ cm^2$

$\frac{F_y}{F_u} = \frac{2400}{3700} = 0.64 < 0.8 \ \ ==> \ \ Y_t = 1.0$

Y_t = 1.0 for $F_y/F_u \leq 0.8$

= 1.1 otherwise

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

طبق مبحث دهم و AISC در مواردی که مقطع تیر نورد شده و یا ساخته شده با ورق، دارای سوراخ در بال باشد، مقاومت خمشی اسمی آن‌ها در محدوده سوراخ‌ها باید بر مبنای محدودیت‌های گسیختگی بال کششی در نظر گرفته شود. در صورت برقراری رابطه زیر، هیچ محدودیتی در محاسبه مقاومت خمشی اسمی به خاطر وجود سوراخ در بال کششی در نظر گرفته نمی‌شود.

$F_u A_{fn} \geq Y_t F_y A_{fg}$

$F_u A_{fn} = 3700 \times 26 \times 10^{-3} = 96.2\ ton \geq 1.0 \times 2400 \times 32 \times 10^{-3} = 76.8\ ton$

بنابراین نیاز به در نظر گرفتن محدودیت خاصی برای تعیین مقاومت خمشی تیر نیست.

$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} = \frac{2400 + 3700}{2 \times 2400} = 1.27 > 1.2 \ \rightarrow C_{pr} = 1.2$

$M_{pr} = C_{pr} Z_e R_y F_y = 1.2 \times 2194 \times 1.2 \times 2400 \times 10^{-5} = 75.8\ ton.m$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

گام ۲- قطر پیچ‌های بصورت زیر از نوع استاندارد تعیین شود:

$$d_b \le \frac{b_f}{2}\left(1-\frac{R_y F_y}{R_t F_u}\right)-0.3^{cm}=\frac{20}{2}\left(1-\frac{1.2\times 2400}{1.0\times 3700}\right)-0.3^{cm}=1.91\ cm$$

گام ۳- با فرض ضخامت ورق بال برابر t_p=2 cm عرض ورق بال (b_{fp}) بصورت زیر تعیین می‌شود. برای این مورد بایستی فواصل پیچ‌ها از هم و یا از لبه و همچنین عرض بال تیر نیز کنترل شوند. مقاومت برشی اسمی هر یک از پیچ‌ها براساس معیارهای برشی و لهیدگی آن‌ها بصورت زیر تعیین شود: (با فرض عدم قرارگیری سطح برش در قسمت دندانه شده)

$$r_n = 1.0F_{nv}A_b = 1.0\times 0.55F_u \times A_b = 1.0\times 0.55\times 10000\times\frac{\pi\times 1.6^2}{4}\times 10^{-3}=11\ ton/bolt$$
$$r_n = 2.4F_{ub}d_b t_{bf} = 2.4\times 3700\times 1.6\times 1.6\times 10^{-3}=22.7\ ton/bolt$$
$$r_n = 2.4F_{up}d_b t_p = 2.4\times 3700\times 1.6\times 2.0\times 10^{-3}=28.4\ ton/bolt$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

$$r_n=\min\begin{Bmatrix}1.0F_{nv}A_b=11\ ton/bolt\\ 2.4F_{ub}d_b t_{bf}=22.7\ ton/bolt\\ 2.4F_{up}d_b t_p=28.4\ ton/bolt\end{Bmatrix}=11\ ton/bolt$$

گام ۴- برای سعی اولیه، تعداد پیچ‌های مورد استفاده بصورت زیر تخمین زده می‌شود:

$$n\ge\frac{1.25M_{pr}}{\phi_n r_n(d+t_b)}=\frac{1.25\times 75.8\times 10^2}{0.9\times 11(50+2)}=18.4$$

از ۲۰ پیچ M16 استفاده می‌شود.

گام ۵- مکان مفصل خمیری (S_h) از بَر ستون، تعیین می‌شود. در صورتی که فاصله بَر ستون تا نزدیک‌ترین ردیف پیچ‌ها برابر ۵ سانتیمتر و فاصله پیچ‌ها از یکدیگر برابر ۶ سانتیمتر در نظر گرفته شود، داریم:

$$S_h=S_1+s\left(\frac{n}{2}-1\right)=5+6\left(\frac{10}{2}-1\right)=29\ cm$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

گام ۶- مقدار نیروی برشی ایجاد شده در محل مفصل پلاستیک برابر ۱۰ تن است.

گام ۷- مقدار لنگر ایجاد شده (ناشی از به ظرفیت رسیدن تیر در محل مفصل پلاستیک) در بَر ستون تعیین می‌شود.

$$M_f = M_{pr} + V_h S_h = 75.8 + 10 \times 0.29 = 78.7\ ton.m$$

گام ۸- مقدار نیروی ایجاد شده در ورق بال به سبب لنگر M_f را تعیین می‌نمایید.

$$F_{pr} = \frac{M_f}{(d + t_p)} = \frac{78.7 \times 10^2}{(50 + 2)} = 151.3\ ton$$

گام ۹- کفایت تعداد پیچ‌های حدس زده شده در گام ۴، بررسی می‌شود.

$$n = 20 \geq \frac{F_{pr}}{\phi_n r_n} = \frac{151.3}{0.9 \times 11} = 15.3$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

گام ۱۰- کفایت ضخامت ورق بال حدس زده شده در گام ۳، بررسی می‌شود. با فرض عرض ورق روی بال برابر ۳۵ سانتیمتر داریم:

$$t_p = 2\ cm \geq \frac{F_{pr}}{\phi_d F_y b_{fp}} = \frac{151.3}{1.0 \times 2400 \times 35 \times 10^{-3}} = 1.8\ cm$$

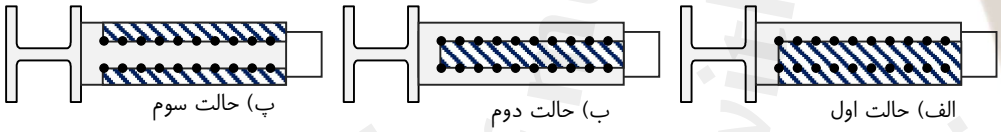
گام ۱۱- کنترل پارگی کششی ورق بال: براساس بخش J4.1 آیین‌نامه AISC داریم:

$$A_e = A_n$$
$$A_e = A_n = [B - 2(d_b + 0.3^{cm})]t_p = [35 - 2(1.6 + 0.3^{cm})] \times 2.0 = 62.4\ cm^2$$
$$R_n = F_u A_e = 3700 \times 62.4 \times 10^{-3} = 230.88\ ton$$
$$F_{pr} = 151.3\ ton \leq \phi_n R_n = 0.9 \times 230.88 = 207.8\ ton \qquad Ok$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

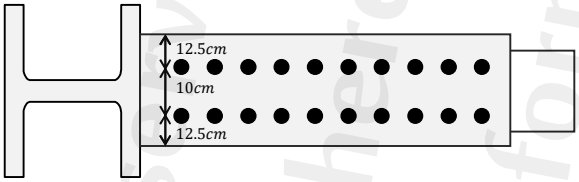
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

گام ۱۲- کنترل برش قالبی بال تیر: مطابق شکل زیر، سه حالت مختلف برای برش قالبی ممکن است ایجاد شود.



الف) حالت اول ب) حالت دوم پ) حالت سوم

در حالت اول یک برش قالبی در ورق رخ داده و در مسیر آن ۲ پیچ بصورت کششی در بخش کششی آن قرار می‌گیرند. در حالت دوم برش قالبی بین دو ردیف پیچ رخ می‌دهد. در حالت سوم، دو برش قالبی بین ردیف‌های پیچ در بالا و پایین رخ می‌دهد. هر یک از حالات بایستی کنترل شده و بدترین حالت ملاک قرار گیرد.



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

حالت ۱) طبق ضوابط مبحث دهم داریم:

$\phi R_n = \phi U_{bs} F_u A_{nt} + \min(\phi 0.6 F_y A_{gv}\ \&\ \phi 0.6 F_u A_{nv}) \qquad U_{bs} = 1.0$

$A_{nt} = [22.5 - 1.5(1.6 + 0.3)]2.0 = 39.3\ cm^2$

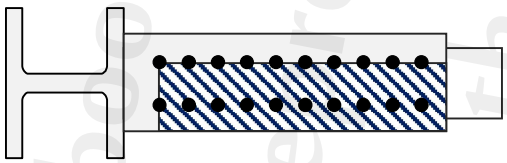
$\phi U_{bs} F_u A_{nt} = 0.75 \times 1.0 \times 3700 \times 39.3 \times 10^{-3} = 109.05\ ton$

$\phi 0.6 F_y A_{gv} = 0.75 \times 0.6 \times 2400 \times (9 \times 6 + 5) \times 2.0 \times 10^{-3} = 127.4\ ton$

$\phi 0.6 F_u A_{nv} = 0.75 \times 0.6 \times 3700 \times [(9 \times 6 + 5) - (9.5 \times (1.6 + 0.3))] \times 2.0 \times 10^{-3} = 136.3\ ton$

بنابراین داریم:

$F_{pr} = 151.3 \leq \phi R_n = 109.05 + 127.4 = 236.4\ ton \quad Ok$



الف) حالت اول

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

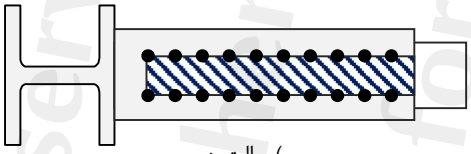
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

حالت ۲) طبق ضوابط مبحث دهم داریم:

$$\phi R_n = \phi U_{bs} F_u A_{nt} + \min(\phi 0.6 F_y A_{gv} \,\&\, \phi 0.6 F_u A_{nv}) \qquad U_{bs} = 1.0$$
$$A_{nt} = [10 - 1.0(1.6 + 0.3)]2.0 = 16.2\ cm^2$$
$$\phi U_{bs} F_u A_{nt} = 0.75 \times 1.0 \times 3700 \times 16.2 \times 10^{-3} = 45\ ton$$
$$\phi 0.6 F_y A_{gv} = 0.75 \times 0.6 \times 2400 \times 2(9 \times 6 + 5) \times 2.0 \times 10^{-3} = 254.8\ ton$$
$$\phi 0.6 F_u A_{nv} = 0.75 \times 0.6 \times 3700 \times 2\big[(9 \times 6 + 5) - (9.5 \times (1.6 + 0.3))\big] \times 2.0 \times 10^{-3} = 272.7\ ton$$

بنابراین داریم:

$$F_{pr} = 151.3 \le \phi R_n = 45 + 254.8 = 300\ ton \quad Ok$$



ب) حالت دوم

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

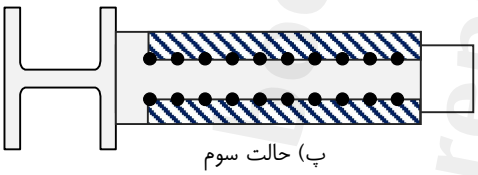
حالت ۳) طبق ضوابط مبحث دهم داریم:

$$\phi R_n = \phi U_{bs} F_u A_{nt} + \min(\phi 0.6 F_y A_{gv} \,\&\, \phi 0.6 F_u A_{nv}) \qquad U_{bs} = 1.0$$
$$A_{nt} = [25 - 1.0(1.6 + 0.3)]2.0 = 46.2\ cm^2$$
$$\phi U_{bs} F_u A_{nt} = 0.75 \times 1.0 \times 3700 \times 46.2 \times 10^{-3} = 128.2\ ton$$
$$\phi 0.6 F_y A_{gv} = 0.75 \times 0.6 \times 2400 \times 2(9 \times 6 + 5) \times 2.0 \times 10^{-3} = 254.8\ ton$$
$$\phi 0.6 F_u A_{nv} = 0.75 \times 0.6 \times 3700 \times 2\big[(9 \times 6 + 5) - (9.5 \times (1.6 + 0.3))\big] \times 2.0 \times 10^{-3} = 272.7\ ton$$

بنابراین داریم:

$$F_{pr} = 151.3 \le \phi R_n = 128.2 + 254.8 = 383\ ton \quad Ok$$

کنترل برش قالبی بال تیر به خواننده واگذار می‌شود.



پ) حالت سوم

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

گام ۱۳- کنترل کمانش فشاری ورق بال: با توجه به بند ۱۰-۲-۹-۴-۴ مبحث دهم و همچنین با توجه با فاصله ۵ سانتیمتری لبه ورق از بر ستون داریم:

$$\frac{KL}{r}=\frac{0.65\times 5}{\frac{2}{\sqrt{12}}}=5.6<25 \quad ===> \quad F_{cr}=F_y$$

$$A_g=35\times 2=70\ cm^2$$

$$F_{pr}=151.3\approx \phi_n R_n=\phi_n F_y A_g=0.9\times 2400\times 70=151.2\ ton$$

با تقریب خوب قابل قبول است.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

گام ۱۴- مقدار نیروی برشی مورد نیاز طراحی برابر V_u=10 ton است. این نیرو از تعادل استاتیکی تیر ناشی از به ظرفیت رسیدن آن در خمش و همچنین نیروهای ثقلی تعیین شده است.

گام ۱۵- ورق تکی جان (در بَر ستون) با استفاده از نیروی برشی بدست آمده در گام ۱۴، طراحی می‌شود. برای این منظور یک ورق به ابعاد PL 150×120×10 میلیمتر در نظر گرفته می‌شود. از سه پیچ M22 از نوع 10.9 برای اتصال به جان تیر استفاده می‌شود. طبق مبحث دهم، مقاومت برشی پیچ‌ها (با فرض عدم عبور سطح برش از قسمت دندانه شده) برابر است با:

$$\phi r_n=0.75\times(0.55\times 10000)\times\frac{\pi\times 2.2^2}{4}\times 10^{-3}=15.67\ ton/bolt$$

مقاومت لهیدگی پیچ‌ها با توجه به ضخامت کمتر ورق تکی نسبت به جان تیر، تعیین می‌شود. در این ورق فاصله پیچ‌ها از یکدیگر برابر ۴ سانتیمتر و فاصله مرکز سوراخ‌ها در امتداد قائم تا لبه ورق برابر3/5 سانتیمتر فرض می‌شود. بنابراین فاصله خالص بین لبه سوراخ تا لبه آزاد ورق برابر است با:

$$L_c=3.5-\frac{2.2+0.3}{2}=2.25\ cm$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

$\phi r_n = \phi 1.2 L_c t F_u \leq \phi 2.4 dt F_u$
$= 0.75 \times 1.2 \times 2.25 \times 1.0 \times 3700 \times 10^{-3} = 7.5\ ton < 0.75 \times 2.4 \times 2.2 \times 1.0 \times 3700 \times 10^{-3}$
$= 14.6\ ton$
$\rightarrow\ r_n = 7.5\ ton < 10\ ton \quad Not\ Ok$

بنابراین معیار لهیدگی حاکم می‌باشد. بنابراین بایستی ضخامت ورق را بیشتر در نظر گرفت. در صورتی که یک ورق به ابعاد PL 200×120×12 میلیمتر در نظر گرفته شود، فاصله خالص بین لبه سوراخ تا لبه آزاد ورق برابر است با:

$L_c = 6.0 - \frac{2.2 + 0.3}{2} = 4.75\ cm$
$\phi r_n = \phi 1.2 L_c t F_u \leq \phi 2.4 dt F_u$
$= 0.75 \times 1.2 \times 4.75 \times 1.2 \times 3700 \times 10^{-3} = 19\ ton > 0.75 \times 2.4 \times 2.2 \times 1.2 \times 3700 \times 10^{-3}$
$= 17.6\ ton$
$\rightarrow\ r_n = 17.6\ ton > 10\ ton \quad Ok$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

طبق رابطه ۱۰-۲-۹-۱۴ مبحث دهم برای تسلیم روی مقطع کلی، داریم:

$\phi R_n = 1.0 \times (0.6 F_y A_{gv}) = 1.0 \times 0.6 \times 2400 \times 20 \times 1.2 \times 10^{-3} = 34.5\ ton > 10\ ton \quad Ok$

سطح مقطع خالص تحت برش برابر است با:

$A_{nv} = [20 - 3 \times (2.2 + 0.3)] \times 1.2 = 15\ cm^2$

طبق رابطه ۱۰-۲-۹-۱۵ مبحث دهم برای گسیختگی بر روی مقطع کلی، داریم:

$R_n = 0.75 \times (0.6 F_u A_{nv}) = 0.75 \times 0.6 \times 3700 \times 15 \times 10^{-3} = 25\ ton > 10\ ton \quad Ok$

کنترل برش قالبی ورق تکی جان به مانند کنترل برش قالبی ورق بال صورت می‌گیرد که این مورد به خواننده واگذار می‌شود.

گام ۱۶- کنترل لزوم استفاده از ورق‌های پیوستگی

گام ۱۷- کنترل ناحیه چشمه اتصال

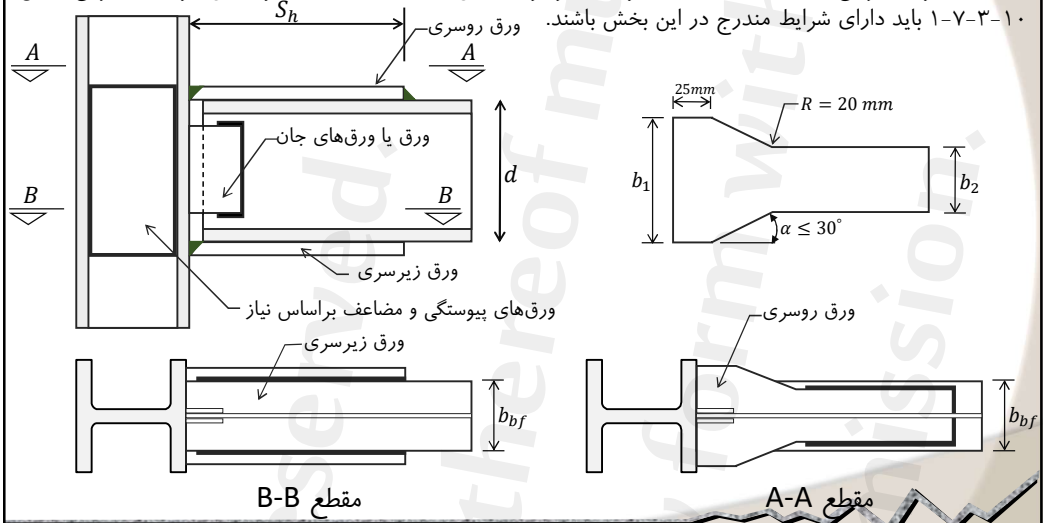
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

اتصال گیردار جوشی به کمک ورق‌های روسری و زیرسری (WFP)

اتصالات گیردار جوشی به کمک ورق‌های روسری و زیرسری (شکل ۱۰-۳-۷-۶) علاوه بر تأمین الزامات عمومی بخش ۱۰-۳-۷-۱ باید دارای شرایط مندرج در این بخش باشند.



صفحه ۸۶۳ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

این نوع اتصال از طریق جوش دادن ورق‌های روسری و زیرسری به بال ستون و بال تیر ساخته می‌شود. ضمناً در این نوع اتصال جان تیر نیز از طریق ورق یا ورق‌های جان یا جفت نبشی به بال ستون متصل می‌شود. کاربرد این نوع اتصالات فقط به قاب‌های خمشی متوسط محدود می‌شود. هدف از ضوابط ارائه شده در این بخش این است که وقوع تسلیم و شروع تشکیل مفصل پلاستیک در ناحیه‌ای از تیر در انتهای ورق‌های روسری و زیرسری روی دهد.

ابعاد و ضخامت ورق‌های روسری و زیرسری و نیز مشخصات جوش‌های آنها به بال‌های تیر باید براساس مقاومت خمشی موردنیاز اتصال تیر به ستون (مطابق الزامات بند ۱۰-۳-۳-۲-۶) تعیین شود. ابعاد و ضخامت ورق (یا ورق‌های جان یا جفت نبشی) و نیز جوش آنها به بال ستون و جان تیر باید براساس مقاومت برشی موردنیاز اتصال تیر به ستون (مطابق الزامات بند ۱۰-۳-۳-۲-۶) تعیین شود. در تعیین مقاومت‌های طراحی ورق‌های روسری و زیرسری، ورق تکی جان (یا ورق‌های جان یا جفت نبشی) و وسایل اتصال، ضریب کاهش مقاومت (ϕ) را می‌توان برای حالت‌های حدی غیر شکل‌پذیر، به جای 0.75 برابر 0.9 و برای حالت‌های حدی شکل‌پذیر به جای 0.9 برابر 1.0 در نظر گرفت. همچنین در تعیین مقاومت‌های مجاز آنها ضریب اطمینان (Ω) را می‌توان برای حالت‌های حدی غیر شکل‌پذیر، به جای 2.0 برابر 1.67 و برای حالت‌های حدی شکل‌پذیر به جای 1.67 برابر 1.5 در نظر گرفت.

صفحه ۸۶۴ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

تیرها

در این نوع اتصال گیردار، استفاده از مقاطع نوردشده I یا H شکل و مقاطع ساخته شده دارای مقطع I یا H شکل، به عنوان تیر مجاز است. همچنین:

(۱) در دو انتهای تیر، ناحیهٔ حفاظت شده باید برابر فاصله از بر ستون تا انتهای ورق‌های روسری و زیرسری بعلاوه نصف عمق تیر بعدازآن، در نظر گرفته شود.

(۲) محل تشکیل مفصل پلاستیک (s_h) در روی تیر باید در محل انتهای ورق‌های روسری و زیرسری، در نظر گرفته شود.

(۳) عمق مقطع تیر نباید از ۹۰۰ میلیمتر بیشتر باشد.

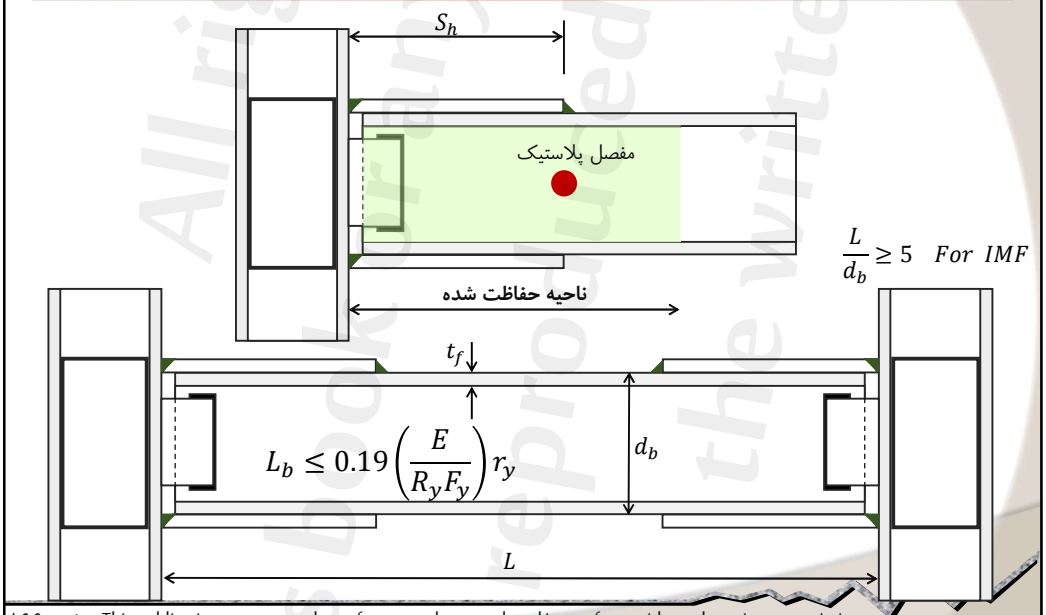
(۴) جرم تیر نباید از ۲۵۰ کیلوگرم بر متر بیشتر باشد.

(۵) ضخامت بال مقطع تیر نباید از ۳۰ میلیمتر بیشتر باشد.

(۶) نسبت دهانهٔ آزاد تیر به عمق مقطع آن نباید از ۵ کمتر در نظر گرفته شود.

صفحه ۸۶۵ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



صفحه ۸۶۶ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

ستون‌ها

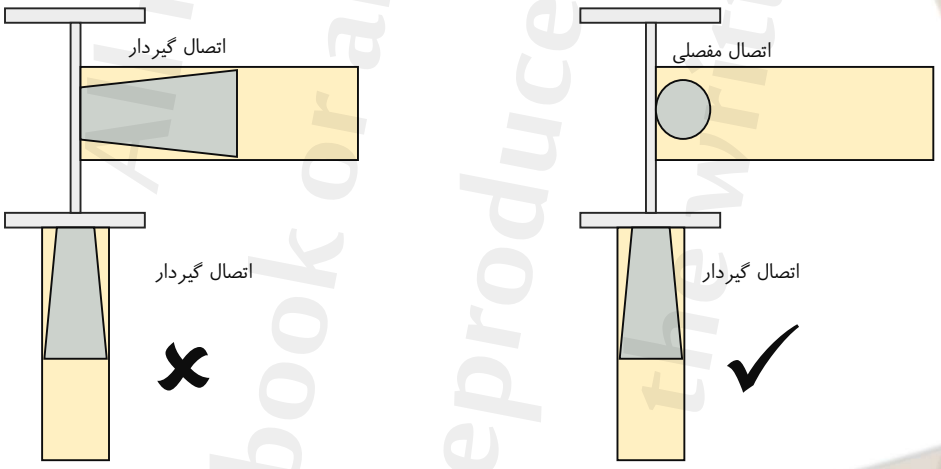
در این نوع اتصال استفاده از مقاطع نوردشده H شکل، مقاطع ساخته شدهٔ H شکل، جعبه‌ای ساخته شده از ورق یا ساخته شده از مقاطع H شکل همراه با ورق‌های کناری و مقطع صلیبی ساخته شده از ورق یا ساخته شده از نیمرخ‌های نوردشده به عنوان ستون مجاز است. همچنین:

(۱) عمق مقطع ستون‌های H شکل و صلیبی شکل در قاب‌های خمشی با دال بتنی سازه‌ای و دارای برشگیرهای فولادی مدفون در بتن در فاصلهٔ بین نواحی محافظت شدهٔ دو انتهای تیر، نباید از ۹۰۰ میلیمتر و در غیاب دال بتنی سازه‌ای از ۴۰۰ میلیمتر بیشتر باشد.

(۲) عمق و پهنای ستون‌های جعبه‌ای ساخته شده از مقطع H و ستون‌های جعبه‌ای ساخته شده از ورق نباید از ۷۰۰ میلیمتر بیشتر باشد.

صفحه ۸۶۷ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



صفحه ۸۶۸ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

سایر الزامات

در این نوع اتصالات گیردار، الزامات زیر نیز باید رعایت شوند:

(۱) طول ورق‌های روسری و زیرسری باید برابر باشد.

(۲) ورق روسری می‌تواند به صورت پهن شده یا دارای پهنای ثابت باشد. در صورت استفاده از ورق پهن شده، رعایت تناسبات نشان داده شده در شکل ۱۰-۳-۷-۶ الزامی است. در صورت استفاده از ورق با پهنای ثابت، این پهنا با لحاظ عرض ورق‌های گوشواره (ناودان انتهای جوش) نباید از پهنای بال ستون بیشتر باشد. در این حالت جوش گوشهٔ اتصال ورق روسری به بال تیر باید تا انتهای تیر ادامه یابد.

(۳) اتصال ورق‌های روسری و زیرسری به بال ستون باید از نوع جوش شیاری با نفوذ کامل و به بال‌های تیر از نوع جوش گوشه باشد. استفاده از جوش کام و انگشتانه به همراه جوش‌های گوشه در اتصال این ورق‌ها به بال تیر نیز مجاز است.

(۴) در صورت استفاده از تسمه‌های پشت‌بند در جوش‌های ورق‌های روسری و زیرسری به بال ستون، تسمه‌های پشت‌بند می‌توانند پس از انجام جوشکاری برداشته شوند. در این حالت پس از برداشتن پشت‌بند، پاس ریشه باید تا رسیدن به فلز جوش سالم شیارزنی شود و با جوش تقویت گردد. درصورتیکه پشت‌بندها برداشته نشوند، این پشت‌بندها باید با جوش گوشه به ضخامت حداقل ۸ میلیمتر به بال ستون جوش داده شوند.

صفحه ۸۶۹ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

(۵) اتصال ورق (یا ورق‌های) جان تیر به بال ستون باید از نوع جوش شیاری با نفوذ کامل یا جوش گوشه باشد. در صورت استفاده از ورق تکی جان و جوش گوشه، این جوش باید به صورت دوطرفه اجرا شود. در صورت استفاده از جفت نبشی برای اتصال جان تیر به بال ستون، این اتصال باید از نوع جوش گوشه باشد.

(۶) اتصال ورق جان (یا ورق‌ها یا نبشی‌ها) به جان تیر باید از نوع جوش گوشه باشد.

صفحه ۸۷۰ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

روند طراحی

گام ۱- مقدار لنگر خمشی مورد انتظار در محل تشکیل مفصل پلاستیک (M_{pr}) با استفاده از رابطه زیر تعیین می‌شود.

$$M_{pr} = C_{pr} Z_e R_y F_y$$

که در رابطه اخیر، F_y تنش تسلیم حداقل، R_y برابر نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم حداقل مصالح، C_{pr} ضریب مربوط به اثرات کرنش سختی، قیدهای موضعی و سایر شرایط بوده که طبق رابطه زیر بدست می‌آید:

$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} \leq 1.2$$

گام ۲- مقدار نیروی برشی ایجاد شده در محل مفصل پلاستیک در هر دو انتهای تیر تعیین نمایید. مقدار مقاومت برشی در مرکز مفصل پلاستیک باید با در نظر گرفتن تعادل استاتیکی بارهای ثقلی ضریبداری که از ترکیب بار $1.2D + f_1 L + 0.2S$ بدست آمده و با نیروی زلزله ترکیب می‌شوند و اثرات لنگر خمشی M_{pr} در محل‌های تشکیل مفصل پلاستیک، تعیین شوند. در ترکیب بار ثقلی مقدار f_1 بایستی با توجه به الزامات مبحث ششم تعیین شود که مقدار آن حداقل برابر **0.5** است.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

گام ۳- مکان مفصل خمیری (S_h) از بَر ستون، تعیین شود.

$$S_h = \max(L_{pt} \& L_{pb})$$

گام ۴- مقدار لنگر ایجاد شده (ناشی از به ظرفیت رسیدن تیر در محل مفصل پلاستیک) در بَر ستون تعیین شود.

$$M_f = M_{pr} + V_h S_h$$

مقدار لنگر و برش بدست آمده در دو گام قبل ملاک طراحی ورق‌های روسری و زیر سری می‌باشد.

گام ۵- تعیین ضخامت ورق زیرسری: عرض ورق زیرسری (b_{pb}) بر اساس عرض بال تیر (b_{bf}) تعیین می‌شود. به طوریکه فضای کافی برای جوش داشته باشیم:

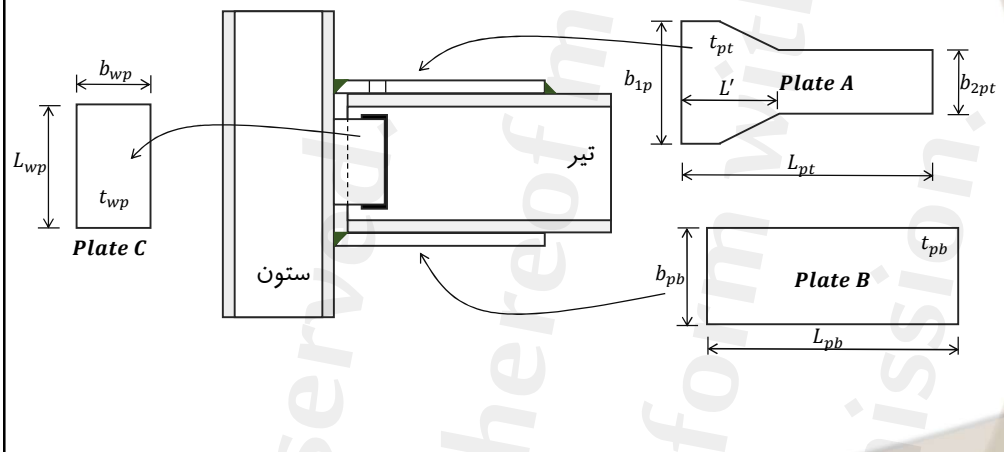
$$b_{pb} = b_{bf} + 5^{cm}$$

در این صورت در هر طرف ورق ۲۵ میلیمتر فضای جوش خواهیم داشت. ضخامت ورق زیرسری (t_{pb}) براساس نیروی کششی ناشی از لنگر M_f که در گام‌های قبل محاسبه شد، بدست می‌آید:

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

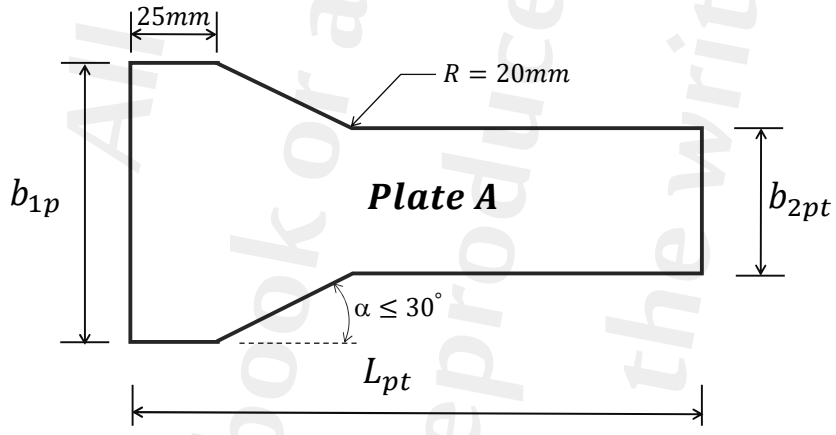
All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

$$t_{pb} = \frac{M_f}{\phi_d \times \left(d + \frac{t_{pb}}{2} + \frac{t_{pt}}{2}\right) \times b_{pb} \times F_y}$$

که در رابطه فوق ϕ_d=1.0 می‌باشد. در تعیین بعد جوش باید حداقل و حداکثر مقادیر را بر اساس مبحث دهم کنترل نمود. حداقل بعد جوش بر اساس مبحث دهم و با توجه به اینکه ضخامت بال تیر نازک‌تر از ضخامت ورق روسری خواهد بود، بر اساس ضخامت بال تیر تعیین می‌شود. البته باید توجه داشت که در اتصالات لرزه‌ای بعد جوش نباید کمتر از ۵ میلیمتر باشد. حداکثر بعد جوش نیز بر اساس ضخامت بال تیر (t_{bf}) تعیین می‌شود. مقدار حداکثر بعد جوش برابر ضخامت بعد بال تیر منهای ۲ میلیمتر می‌باشد. برای کاهش طول ورق زیر سری می‌توان مقدار حداکثر را انتخاب نمود. ابتدا طول جوش مورد نیاز بدست آمده و براساس آن طول ورق تعیین می‌شود.

$$L_w = \frac{M_f}{\phi R_n \times \left(d + \frac{t_{pb}}{2} + \frac{t_{pt}}{2}\right)}$$

که ϕ=0.75 و R_n ظرفیت طراحی جوش برای طول واحد جوش براساس مبحث دهم می‌باشد.

صفحه ۸۷۵ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

گام ۶- تعیین طول ورق زیرسری (L_{pb}): طول ورق زیرسری براساس کوپل ایجاد شده در بر ستون تعیین می‌شود. طول ورق زیرسری برابر است با:

$$L_{pb} = \frac{L_w}{2} + 2^{cm}$$

طبق جدول ۱۰-۲-۹-۴ مبحث دهم، در صورتی که ضخامت ورق‌ها از ۱۵ میلیمتر بیشتر شود، بایستی از الکترود E70 استفاده نمود.

گام ۷- تعیین ضخامت ورق روسری: عرض قسمت باریکتر ورق روسری (b_{2pt} عرض) براساس عرض بال تیر (b_{bf}) تعیین می‌شود. به طوریکه فضای کافی برای جوش داشته باشد:

$$b_{2pt} = b_{bf} - 5^{cm}$$

صفحه ۸۷۶ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

ضخامت ورق زیرسری (t_{pt}) بصورت زیر تعیین می‌شود:

$$t_{pt} = \frac{M_f}{\phi_d \times \left(d + \frac{t_{pb}}{2} + \frac{t_{pt}}{2}\right) \times b_{2pt} \times F_y}$$

که در رابطه فوق ϕ_d=1.0 می‌باشد.

گام ۸- عرض قسمت عریض‌تر ورق روسری تعیین شود.

$$b_{1pt} = \frac{b_{2pt}}{\beta}$$

که در رابطه فوق، β ضریب بازرسی جوش می‌باشد. در صورتی که جوش نفوذی اتصال بال به ستون توسط آزمایش غیر مخرب مانند رادیوگرافی و یا التراسونیک آزمایش شود، می‌توان مقدار β را برابر یک در نظر گرفت. در این حالت می‌توان به جای شکل کله گاوی برای ورق روسری، همانند ورق زیرسری، از شکل مستطیلی استفاده نمود. البته به دلیل کیفیت پایین اجرا و کنترل جوش توصیه می‌شود که حتی درصورت انجام تست جوش، از شکل کله‌گاوی استفاده شود.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

گام ۹- بعد جوش ورق روسری به تیر: در تعیین بعد جوش باید حداقل و حداکثر مقادیر بعد جوش را طبق مبحث دهم رعایت نمود. طول خط جوش مورد نیاز برای ورق روسری و همچنین طول ورق فوقانی برابر است با:

$$L_w = \frac{M_f}{\phi R_n \times \left(d_b + \frac{t_{pb}}{2} + \frac{t_{pt}}{2}\right)}$$

گام ۱۰- تعیین طول ورق روسری:

$$L_{pt} = \frac{L_w}{2} + L'$$

گام ۱۱- تعیین ارتفاع، عرض و ضخامت ورق اتصال جان: ارتفاع ورق اتصال جان مسلماً باید کمتر از ارتفاع کل جان تیر باشد. در اتصالات مفصلی، جهت ایجاد امکان دوران بیشتر، ارتفاع ورق جان تقریباً برابر ۷۵٪ ارتفاع جان تیر در نظر گرفته می‌شود. در اتصال گیردار می‌توان ارتفاع ورق جان را بیشتر در نظر گرفت. ضخامت ورق‌های اتصال جان بر اساس برش نهایی تیر (V_u) تعیین می‌شود. با استفاده از رابطه زیر، ضخامت ورق یا ورق‌های جان تعیین می‌شود:

$$V_u \le \phi R_n = 1.0\left(L_{wp} t_{wp} \times 0.6 \times F_y\right)$$

که در آن t_{wp} ضخامت ورق اتصال جان می باشد و در صورتی که برای اتصال جان از ورق دوبل استفاده شود، مقدار t_{wp} برابر مجموع ضخامت دو ورق خواهد بود.

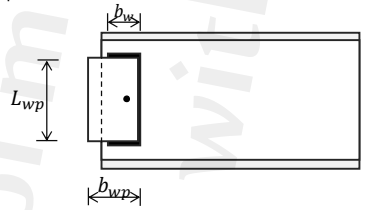
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

گام ۱۲- تعیین بعد جوش اتصال ورق به جان تیر و همچنین بعد جوش اتصال ورق جان به ستون: جوش اتصال ورق به جان تیر به صورت دورتادور در نظر گرفته می‌شود. در این جوش ترکیب برش و پیچش خواهیم داشت. با مراجعه به شکل زیر فاصله مرکز سطح جوش‌ها از جوش گوشه قائم و همچنین ممان اینرسی قطبی جوش‌ها برابر است با:

$$\bar{x} = \frac{b_w^2}{2b_w + L_{wp}}$$

$$I_p = \frac{8b_w^3 + 6b_w L_{wp}^2 + L_{wp}^3}{12} - \frac{b_w^4}{2b_w + L_{wp}}$$



نیروهای طراحی برش مستقیم و پیچش ناشی از خروج از مرکزیت برابر است:

$$V = V_u \qquad T = V_u\left(b_{wp} - \bar{x}\right)$$

برای بعد جوش اتصال ورق جان به ستون، بایستی توجه داشت این جوش تحت اثر ترکیب برش و خمش خواهیم داشت که مقدار خمش آن برابر $M = V_u\left(b_{wp} - \bar{x}\right)$ و ممان اینرسی جوش برابر $I_x = \frac{L_{wp}^3}{12}$ است. توجه داشته باشید.

گام ۱۳- لزوم استفاده از ورق‌های پیوستگی کنترل شود.

گام ۱۴- ناحیه جشمه اتصال کنترل شود.

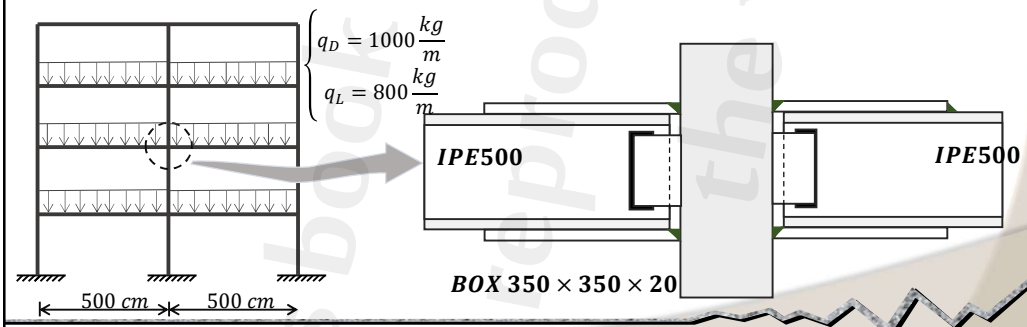
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مثال از اتصال گیردار جوشی با ورق‌های روسری و زیر سری

EXAMPLE

اتصال گیردار تیر با مقطع IPE500 را به ستونی بصورت جعبه‌ای به ابعاد ۲۰×۳۵۰×۳۵۰ را توسط اتصال جوشی به کمک ورق‌های روسری و زیر سری (WFP) طراحی نمایید. جزئیات اتصال مورد نظر در زیر نشان داده شده است. شدت بار مرده و زنده روی تیرها به ترتیب برابر ۱۰۰۰ و ۸۰۰ کیلوگرم بر متر در نظر گرفته شود.



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مشخصات مقطع تیر IPE500 بصورت زیر است:

$d = 50\ cm \quad t_{bw} = 1.02\ cm \quad b_{bf} = 20\ cm \quad t_{bf} = 1.6\ cm \quad k_b = 3.7\ cm$

$Z_{bx} = 2194\ cm^3 \quad F_{yb} = 2400\frac{kg}{cm^2} \quad F_{ub} = 3700\frac{kg}{cm^2}$

مشخصات مقطع ستون Box 350×350×20 بصورت زیر است:

$d_c = 35\ cm \quad t_{cw} = 2\ cm \quad b_{cf} = 35\ cm \quad t_{cf} = 2\ cm$

$Z_{cx} = 3271\ cm^3 \quad F_{yc} = 2400\frac{kg}{cm^2} \quad F_{uc} = 3700\frac{kg}{cm^2}$

گام ۱- مقدار لنگر خمشی مورد انتظار در محل تشکیل مفصل پلاستیک (M_{pr})

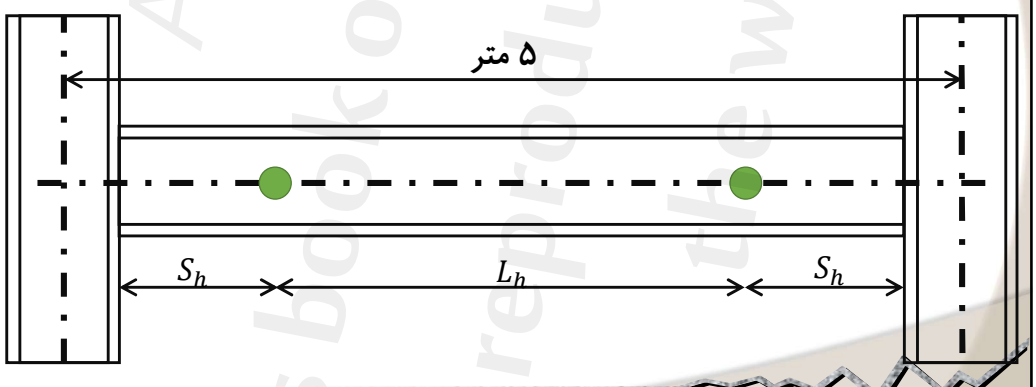
$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} = \frac{2400 + 3700}{2 \times 2400} = 1.27 > 1.2 \rightarrow C_{pr} = 1.2$$

$$M_{pr} = C_{pr} Z_e R_y F_y = 1.2 \times 2194 \times 1.2 \times 2400 \times 10^{-5} = 75.8\ ton.m$$

صفحه ۸۸۱ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

گام ۲- مقدار نیروی برشی ایجاد شده در محل مفصل پلاستیک در هر دو انتهای تیر تعیین می‌شود. با توجه به عمق تیر (d=50 cm) فاصله مفصل پلاستیک از بَر ستون برابر ۵۰ سانتیمتر در نظر گرفته می‌شود. اگر پس از انجام محاسبات اعداد دیگری برای طول ورق‌ها بدست آمد، باید محاسبات را مجددا تکرار نماییم.



صفحه ۸۸۲ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

بار گسترده ضریبدار روی تیر برابر است با:

$$q_u = 1.2D + 0.5L = 1.2 \times 1000 + 0.5 \times 800 = 1600\ kg/m$$

بنابراین نیروی برشی ایجاد شده در مفصل پلاستیک برابر است با:

$$V_h = \frac{2M_{pr}}{L_h} + \frac{q_u L_h}{2} = \frac{2 \times 75.8 \times 10^2}{365} + \frac{1.6 \times 3.65}{2} = 44.45\ ton$$

گام ۳- مکان مفصل خمیری (S_h) از بَر ستون، با توجه به حدس زده شده در گام قبل برابر است با:

$$S_h \approx 50\ cm$$

گام ۴- مقدار لنگر ایجاد شده (ناشی از به ظرفیت رسیدن تیر در محل مفصل پلاستیک) در بَر ستون تعیین می‌شود.

$$M_f = M_{pr} + V_h S_h = 75.8 + 44.45 \times 0.5 = 98\ ton.m$$

صفحه ۸۸۳ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

گام ۵- تعیین ضخامت ورق زیرسری:

$$b_{pb} = b_{bf} + 5^{cm} = 20 + 5 = 25\ cm$$

با توجه به در نظر گرفتن بعد ۲۵ سانتیمتری برای ورق پایینی، عرض ستون از این مقدار بیشتر بوده و امکان اتصال برقرار است. با فرض ضخامت ۳ سانتیمتری برای ورق‌های فوقانی و تحتانی داریم:

$$t_{pb} = \frac{M_f}{\phi_d \times \left(d + \frac{t_{pb}}{2} + \frac{t_{pt}}{2}\right) \times b_{pb} \times F_y} = \frac{98 \times 10^5}{1.0 \times (50 + 1.5 + 1.5) \times 25 \times 2400} \approx 3.08\ cm$$

مقدار ضخامت ۳ سانتیمتر را برای ورق تحتانی قبول می‌نماییم. با توجه به اینکه ضخامت ورق زیرسری بیش از ۱۵ میلیمتر حاصل شده است، باید از الکترود E70 استفاده شود.

با توجه به ضخامت قطعه نازکتر (ضخامت بال تیر) که برابر t_{bf}=1.6 cm است، مقدار حداقل بُعد جوش گوشه برابر ۶ میلیمتر و حداکثر آن برابر 1.6-0.2cm=1.4 cm است.

صفحه ۸۸۴ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

با فرض بُعد جوش a_w=1.4 cm مقاومت طراحی جوش گوشه به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$L_w = \frac{M_f}{\phi R_n \times \left(d + \frac{t_{pb}}{2} + \frac{t_{pt}}{2}\right)} = \frac{98 \times 10^5}{0.75 \times (0.75 \times 0.6 \times 4900 \times 0.707 \times 1.4) \times (50 + 3)} = 113\ cm$$

گام ۶- تعیین طول ورق زیرسری (L_{pb}):

$$L_{pb} = \frac{L_w}{2} + 2^{cm} = \frac{113}{2} + 2^{cm} \approx 60\ cm$$

طول ورق زیرسری اندکی از مقدار در نظر گرفته شده برای آن (فاصله مفصل خمیری از بر ستون) بیشتر شد.

گام ۷- تعیین ضخامت ورق روسری: عرض قسمت باریکتر برابر است با:

$$b_{2pt} = b_{bf} - 5^{cm} = 20 - 5 = 15\ cm$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

ضخامت ورق روسری (t_{pt}) بصورت زیر تعیین می‌شود:

$$t_{pt} = \frac{M_f}{\phi_d \times \left(d + \frac{t_{pb}}{2} + \frac{t_{pt}}{2}\right) \times b_{2pt} \times F_y} = \frac{98 \times 10^5}{1.0(50 + 3) \times 15 \times 2400} \approx 5.2\ cm$$

همانطور که مشاهده می‌شود، ضخامت ورق‌های روسری و زیرسری برای تیرهای با ابعاد بزرگ زیاد بدست آمد. بنابراین توصیه می‌شود برای تیرهای با ابعاد بالا از انواع دیگر اتصالات گیردار استفاده شود.

گام ۸- عرض قسمت عریض‌تر ورق روسری تعیین شود. با فرض ضریب بازرسی جوش β=0.75 داریم:

$$b_{1pt} = \frac{b_{2pt}}{\beta} = \frac{15}{0.75} = 20\ cm$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

گام ۹- بُعد جوش ورق روسری به تیر: با توجه به ضخامت قطعه نازکتر (ضخامت بال تیر) که برابر t_{bf}=1.6 cm است، مقدار حداقل بُعد جوش گوشه برابر ۶ میلیمتر و حداکثر آن برابر ضخامت قطعه نازکتر است. با فرض بُعد جوش a_w=1.6 cm مقاومت طراحی جوش گوشه به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$L_w = \frac{M_f}{\phi R_n \times \left(d + \frac{t_{pb}}{2} + \frac{t_{pt}}{2}\right)} = \frac{98 \times 10^5}{0.75 \times (0.75 \times 0.6 \times 4900 \times 0.707 \times 1.6) \times (50 + 1.5 + 2.6)}$$
$$= 97\ cm$$

گام ۱۰- تعیین طول ورق روسری:

$$L_{pt} = \frac{L_w}{2} + L' = \frac{97}{2} + 15 \approx 65\ cm$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

گام ۱۱- تعیین ارتفاع، عرض و ضخامت ورق اتصال جان: با فرض مقدار ارتفاع ورق جان برابر L_{wp}=35 cm، ضخامت ورق اتصال برابر است با:

$$V_u = V_h = 44.45\ ton \le \phi R_n = 1.0(35 \times t_{wp} \times 0.6 \times 2400) \times 10^{-3}$$
$$\rightarrow\ t_{wp} = 0.88\ cm \quad USE\ \ t_{wp} = 1.0\ cm$$

همچنین عرض ورق جان برابر b_{wp}=10 cm در نظر گرفته می‌شود.

گام ۱۲- تعیین بعد جوش اتصال ورق به جان تیر و همچنین بعد جوش اتصال ورق جان، به ستون:

$$\bar{x} = \frac{b_w^2}{2b_w + L_{wp}} = \frac{(10-2)^2}{2(10-2)+35} = 1.25\ cm$$

$$I_p = \frac{8b_w^3 + 6b_w L_{wp}^2 + L_{wp}^3}{12} - \frac{L_w^4}{2b_w + L_{wp}} = \frac{8(10-2)^3 + 6(10-2)35^2 + 35^3}{12} - \frac{35^4}{2(10-2)+35}$$
$$= 38238\ cm^3$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

نیروهای طراحی برش مستقیم و پیچش ناشی از خروج از مرکزیت برابر است:

$$V = V_u = 44.45\ ton$$
$$T = V_u\left(b_{wp} - \bar{x}\right) = 44.45\ (10 - 1.25) = 389\ ton.cm$$

با فرض استفاده از ورق تکی به ضخامت ۱۰ میلیمتر برای جان و با فرض الکترود E70 داریم:

$$R_u = \sqrt{\left(\frac{V}{2b_w + L_{wp}} + \frac{T(b_w - \bar{x})}{I_p}\right)^2 + \left(\frac{T(L_{wp}/2)}{I_p}\right)^2}$$

$$= \sqrt{\left(\frac{44.45}{2 \times 8 + 35} + \frac{389(8 - 1.25)}{38238}\right)^2 + \left(\frac{389(35/2)}{38238}\right)^2} = 0.957\ ton/cm$$

$$\phi R_n = \phi\beta F_{nw} = 0.75 \times 0.75 \times 0.6 \times 4900 = 1653.7\ kg/cm^2$$

$$a_e = \frac{R_u}{\phi R_n} = \frac{957\ kg/cm}{1653.7\ kg/cm^2} = 0.57\ cm \quad \rightarrow \quad a_w = \frac{0.57}{0.75} = 0.77 \quad USE\ \ a_w = 8\ mm$$

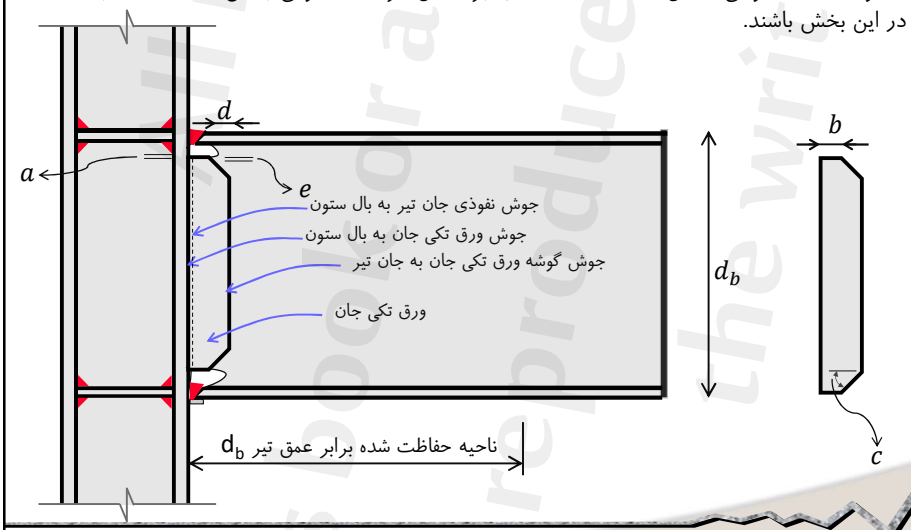
برای اتصال ورق جان به ستون از جوش نفوذی استفاده می‌شود.

صفحه ۸۸۹ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

اتصال گیردار تقویت نشدهٔ جوشی (WUF-W)

اتصالات گیردار تقویت نشده جوشی (شکل ۱۰-۳-۷-۷) علاوه بر تأمین الزامات عمومی بخش ۱۰-۳-۷-۱ باید دارای شرایط مندرج در این بخش باشند.



صفحه ۸۹۰ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

در این نوع اتصال گیردار، چرخش غیر الاستیک از طریق تسلیم تیر در ناحیه‌ای نزدیک به بر ستون تأمین می‌شود. نحوهٔ تسلیم در این نوع اتصال از طریق اعمال ضوابط خاص این بخش کنترل می‌شود. در این اتصال مقدار ضریب C_{pr} که در طراحی لرزه‌ای قاب‌های خمشی ویژه مطابق تعریف بند ۱۰-۳-۳-۶ مورد استفاده قرار می‌گیرد، باید برابر 1.4 در نظر گرفته شود. این ضریب در محاسبهٔ مقاومت برشی موردنیاز جان تیر (بدون توجه به وجود ورق تکی جان)، مقاومت‌های موردنیاز در ناحیهٔ چشمهٔ اتصال تیر به ستون و کنترل ضابطهٔ تیر ضعیف-ستون قوی، مورد استفاده قرار می‌گیرد.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

تیرها

در این نوع اتصال گیردار، استفاده از مقاطع نوردشده I یا H شکل و مقاطع ساخته شده دارای مقطع I یا H شکل، به عنوان تیر مجاز است. همچنین:

(۱) در دو انتهای تیر، برای انجام جوش شیاری با نفوذ کامل بال تیر به بال ستون، تعبیهٔ سوراخ‌های دسترسی الزامی بوده و هندسهٔ آنها باید مطابق الزامات بند ۱۰-۳-۲-۱۱-۵ باشد.

(۲) در دو انتهای تیر، ناحیهٔ حفاظت شده باید برابر فاصله از بر ستون تا یک برابر عمق مقطع تیر در نظر گرفته شود.

(۳) در این نوع اتصال $S_h=0$ در نظر گرفته می‌شود.

(۴) عمق مقطع تیر نباید از ۱۰۰۰ میلیمتر بیشتر باشد.

(۵) جرم تیر نباید از ۳۰۰ کیلوگرم بر متر بیشتر باشد.

(۶) ضخامت بال مقطع تیرها نباید از ۳۰ میلیمتر بیشتر باشد.

(۷) نسبت دهانهٔ آزاد تیر به عمق آن نباید از ۷ برای قاب‌های خمشی ویژه و از ۵ برای قاب‌های خمشی متوسط کمتر در نظر گرفته شود

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

ستون‌ها

در این نوع اتصال گیردار، استفاده از مقاطع نوردشده H شکل، مقاطع ساخته شده دارای مقطع H شکل، جعبه‌ای ساخته شده از ورق یا ساخته شده از مقاطع H شکل همراه با ورق‌های کناری و مقطع صلیبی ساخته شده از ورق یا ساخته شده از نیمرخ‌های نوردشده به عنوان ستون مجاز است.

همچنین:

(۱) عمق مقطع ستون‌های H شکل و عمق و پهنای ستون‌های با مقطع صلیبی شکل نباید از ۱۰۰۰ میلیمتر بیشتر باشد.

(۲) عمق و پهنای ستون‌های جعبه‌ای ساخته شده از مقطع H یا ورق نباید از ۷۵۰ میلیمتر بیشتر باشد.

صفحه ۸۹۳ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

سایر الزامات

(۱) اتصال بال‌های تیر به بال ستون باید از طریق جوش شیاری با نفوذ کامل صورت گیرد.

(۲) جان تیر باید به بال ستون با استفاده از جوش شیاری با نفوذ کامل اتصال داده شود. علاوه بر آن تعبیهٔ یک ورق تکی جان به ضخامت حداقل برابر ضخامت جان مقطع تیر نیز الزامی است. اتصال ورق تکی جان به بال ستون می‌تواند از طریق جوش شیاری با نفوذ کامل یا جوش گوشه صورت گیرد. مقاومت برشی موجود اتصال جوشی ورق تکی جان به بال ستون باید حداقل برابر $h_p t_p (0.6 R_y F_{yp})/\alpha_s$ باشد که در آن، h_p ارتفاع ورق تکی جان، t_p ضخامت ورق تکی جان، F_{yp} تنش تسلیم مشخصهٔ ورق تکی جان، R_y نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد ورق تکی جان و α_s برابر ۱.۰ در LRFD و برابر ۱.۵ در ASD است.

(۳) اتصال ورق تکی جان به جان تیر باید از طریق جوش گوشه به ضخامت برابر ضخامت ورق تکی جان منهای ۲ میلیمتر انجام پذیرد.

(۴) ورق تکی جان باید محدودیت‌های ابعادی جدول ۱۰-۳-۷-۳ را تأمین نماید.

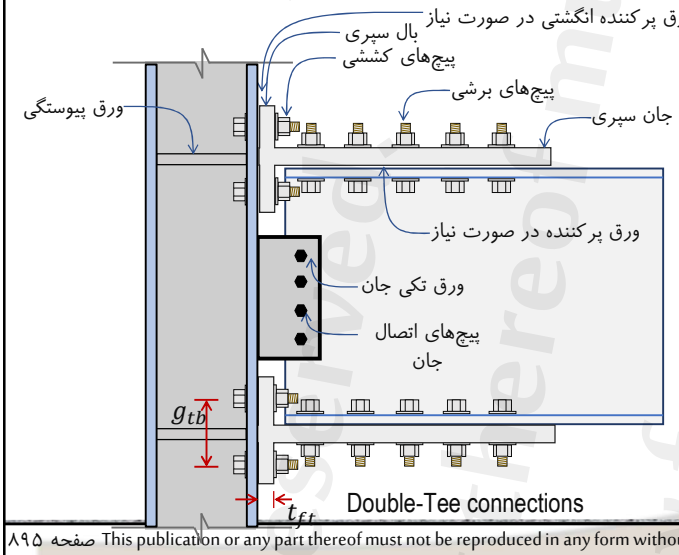
ردیف	شرح	محدودیت
۱	همپوشانی ورق جان با سوراخ‌های دسترسی	$6\ mm \le a \le 12\ mm$
۲	شیب پهنای ورق جان	$20^\circ \le c \le 40^\circ$
۳	فاصله قائم انتهای جوش ورق جان به جان تیر تا سوراخ دسترسی	$12\ mm \le e \le 25\ mm$
۴	برگشت عمودی انتهای ورق جان	$b \ge 25\ mm$
۵	انتهای پهنای ورق جان به انتهای سوراخ‌های دسترسی	$d \ge 50\ mm$

صفحه ۸۹۴ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

اتصال گیردار پیچی با جفت سپری (DT)

اتصال گیردار پیچی با جفت سپری (شکل ۱۰-۳-۷-۸) علاوه بر تأمین الزامات عمومی بخش ۱۰-۳-۷-۱ باید دارای شرایط مندرج در این بخش باشند.



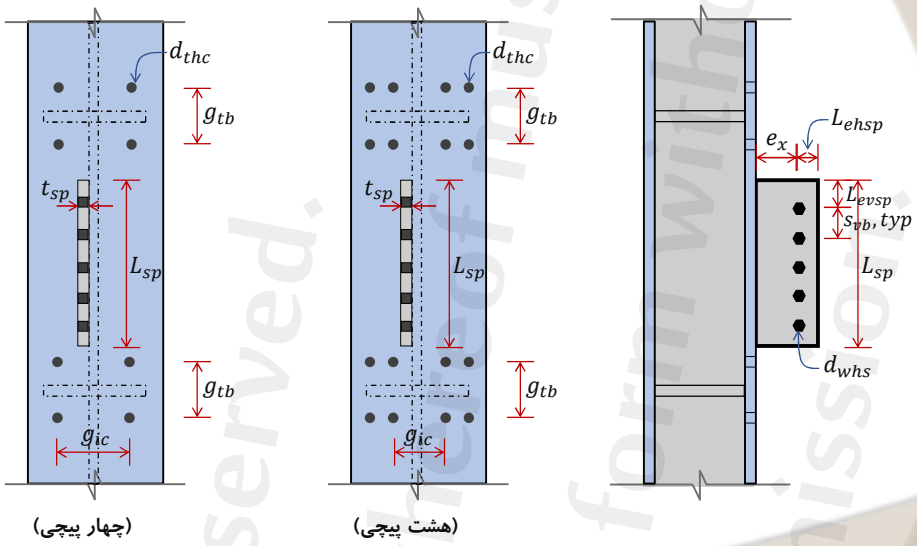
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

این نوع اتصال با استفاده از مقاطع سپری بریده شده از مقاطع I یا H شکل نوردشده یا مقاطع سپری ساخته شده از ورق و پیچ کردن آنها به بال‌های تیر و ستون اجرا می‌شود. مقاطع سپری متصل به بال‌های بالا و پایین تیر باید یکسان بوده و از طریق چهار پیچ یا هشت پیچ به بال ستون متصل شوند. جان تیر نیز با پیچ‌هایی به ورق تکی که به بال ستون جوش شده، متصل می‌شود. رفتار این نوع اتصالات توسط تسلیم ناشی از خمش مقطع تیر در نزدیکی آخرین ردیف پیچ‌های اتصال بال تیر به جان سپری کنترل می‌شود. شکل ۱۰-۳-۷-۹ پارامترهای مشخص کنندهٔ ابعاد این اتصال را نشان می‌دهند

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

تیرها

در این نوع اتصال، استفاده از مقاطع نوردشده یا ساخته شدهٔ I یا H شکل، به عنوان تیر مجاز است، اما استفاده از مقاطع نوردشده با بال دارای ضخامت متغیر نظیر INP مجاز نیست. همچنین:

(۱) عمق مقطع تیر نباید از ۷۰۰ میلیمتر بیشتر باشد.

(۲) جرم تیر نباید از ۱۲۰ کیلوگرم بر متر بیشتر باشد.

(۳) ضخامت بال مقطع تیر نباید از ۲۰ میلیمتر بیشتر باشد.

(۴) نسبت دهانهٔ آزاد تیر به عمق مقطع آن نباید از ۹ برای قاب‌های خمشی ویژه و از ۷ برای قاب‌های خمشی متوسط کمتر در نظر گرفته شود.

(۵) در دو انتهای تیر، ناحیهٔ حفاظت شده برابر فاصلهٔ بر ستون تا دورترین ردیف پیچ در روی بال تیر نسبت به بر ستون به علاوه عمق تیر، در نظر گرفته می‌شود.

(۶) محل تشکیل مفصل پلاستیک (S_h) در روی تیر باید در محل دورترین ردیف پیچ در روی بال تیر نسبت به بر ستون، در نظر گرفته شود.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

ستون‌ها

در این نوع اتصال، استفاده از مقاطع نوردشدهٔ H شکل، مقاطع ساخته شده دارای مقطع H شکل و مقطع صلیبی ساخته شده از ورق یا از نیمرخ‌های نوردشده، به عنوان ستون مجاز است. همچنین:

(۱) عمق و پهنای مقطع ستون‌های با مقطع H شکل و صلیبی نباید از ۱۰۰۰ میلیمتر بیشتر باشد.

صفحه ۸۹۹ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

سایر الزامات

(۱) ضخامت ورق پیوستگی در محل اتصال نباید از ضخامت بال تیر و جان سپری کوچکتر باشد.

(۲) در صورت استفاده از سپری‌های ساخته شده از ورق، اتصال جان به بال سپری باید از نوع جوش شیاری با نفوذ کامل باشد. این جوش بحرانی لرزه‌ای محسوب می‌شود.

(۳) ورق تکی جان باید به بال ستون جوش شود. این جوش می‌تواند از نوع شیاری با نفوذ کامل یا نفوذ ناقص دوطرفه و یا گوشهٔ دوطرفه باشد.

(۴) اتصالات پیچی باید شرایط زیر را اقناع نمایند:

- پیچ‌ها باید به صورت قرینه در دو طرف محورهای تیر و ستون اجرا شوند.
- پیچ‌های برشی اتصال بال تیر و سپری باید دو عدد در هر ردیف باشند. پیچ‌های کششی اتصال بال ستون و سپری باید دو یا چهار عدد در هر ردیف باشند.
- سوراخ‌های بال‌های تیر و ستون باید استاندارد باشند.
- سوراخ‌های ایجادشده روی جان سپری می‌تواند به صورت استاندارد یا بزرگ شده باشد.

صفحه ۹۰۰ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

• سوراخ‌های ایجادشده روی بال سپری می‌تواند به صورت استاندارد یا بزرگ شده یا لوبیایی کوتاه موازی محور ستون باشد.

• سوراخ‌های ایجادشده روی جان تیر و ورق تکی جان باید به صورت استاندارد باشد، ولی در صورت تعبیهٔ سوراخ استاندارد بر روی جان یا ورق تکی جان، سوراخ‌های دیگری می‌تواند به صورت لوبیایی کوتاه موازی محور تیر اجرا شود.

• نسبت g_{tb}/t_{ft} نباید از ۷ بزرگتر باشد. t_{ft} ضخامت بال سپری بوده و g_{tb} در شکل ۱۰-۳-۷-۹ نشان داده شده است.

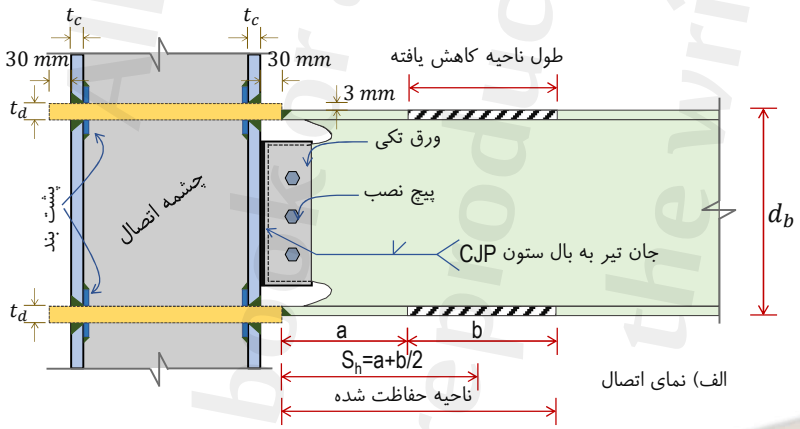
(۵) ورق‌های پرکننده با مجموع ضخامت حداکثر ۶ میلیمتر می‌تواند در محل تماس جان سپری و بال تیر استفاده شود. استفاده از ورق‌های پرکنندهٔ مذکور در محل تماس بال سپری و بال ستون نیز مجاز است.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

اتصال گیردار تیر با مقطع کاهش یافته و دیافراگم عبوری از ستون (TD-RBS)

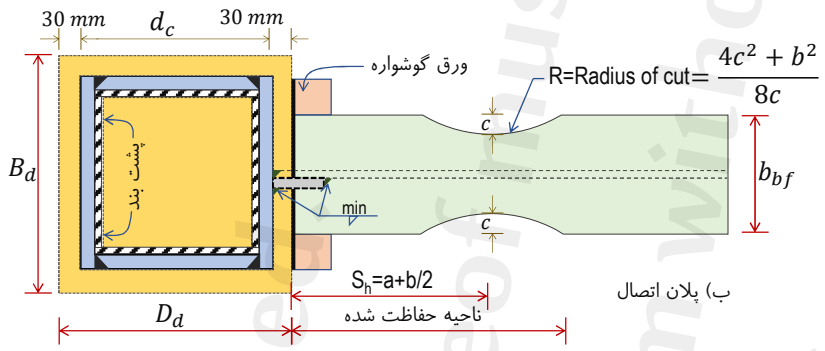
اتصال گیردار تیر با مقطع کاهش یافته و دیافراگم عبوری از ستون (شکل ۱۰-۳-۷-۱۰) علاوه بر تأمین الزامات عمومی بخش ۱۰-۳-۷-۱ باید دارای شرایط مندرج در این بخش باشند.



الف) نمای اتصال

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



ب) پلان اتصال

یادداشت:

$0.5b_{bf} \le a \le 0.75b_{bf}$

$0.65d_b \le b \le 0.85d_b$

$0.1b_{bf} \le c \le 0.25b_{bf}$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

در این نوع اتصال قسمتی از بال تیر در مجاورت اتصال آن به ستون براساس محدودیت‌های این بخش کاهش می‌یابد. هدف از این اقدام این است که تسلیم و تشکیل مفاصل پلاستیک به طور عمده در این قسمت از تیر اتفاق بیفتد. در این نوع اتصالات ناحیهٔ کاهش یافته تیرها باید دارای مقاومت موجود کافی در برابر کلیهٔ ترکیبات بارگذاری متعارف باشند.

تبصره: در کنترل تغییرمکان جانبی نسبی طبقه در قاب‌های دارای این نوع اتصالات، باید آثار مقطع کاهش یافته لحاظ شود. در این کنترل به جای مدل‌سازی ناحیهٔ کاهش یافته می‌توان تغییرمکان جانبی نسبی را در حالتی که ناحیهٔ کاهش یافته مدل نشده است با ضریب ۱.۱ برای حالت نظیر $c=0.25b_{bf}$ تشدید نمود. برای سایر مقادیر c می‌توان از درونیابی خطی بین آنها و $c=0.25b_{bf}$ بهره برد. c پارامتری است که در شکل ۱۰-۳-۷-۳ نشان داده شده و محدودیت‌های آن در بخش ۱۰-۳-۷-۸-۱ بیان شده است.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

تیرها

در این نوع اتصال استفاده از مقاطع نوردشده I یا H شکل و مقاطع ساخته شده دارای مقطع I یا H شکل، به عنوان تیر مجاز است. همچنین:

(۱) عمق مقطع تیر نباید از ۱۱۰۰ میلیمتر بیشتر باشد.

(۲) جرم تیر نباید از ۶۰۰ کیلوگرم بر متر بیشتر باشد.

(۳) ضخامت بال مقطع تیر نباید از ۵۵ میلیمتر بیشتر باشد.

(۴) نسبت دهانهٔ آزاد تیر به عمق مقطع آن نباید از ۷ در قاب‌های خمشی ویژه و از ۵ در قاب‌های خمشی متوسط کمتر در نظر گرفته شود.

(۵) نسبت پهنا به ضخامت بال و جان تیر باید ضوابط بندهای ۱۰-۳-۳-۲-۲ یا ۱۰-۳-۳-۳-۲ را، حسب مورد، اقناع نماید. در محاسبهٔ این نسبت، پهنای بال را می‌توان برابر عرض بال در انتهای دوسوم میانی ناحیهٔ کاهش یافتهٔ بال در نظر گرفت.

(۶) در دو انتهای تیر، ناحیهٔ حفاظت شده باید برابر a+b در نظر گرفته شود. پارامترهای a و b در شکل ۱۰-۳-۷-۱۰ نشان داده شده است.

(۷) محل تشکیل مفصل پلاستیک باید برابر $S_h=a+b/2$ از بر ستون در نظر گرفته شود.

صفحه ۹۰۵ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

(۸) در ناحیهٔ کاهش یافتهٔ تیر، محدودیت‌های زیر باید تأمین شوند. انتخاب نهایی مقادیر این پارامترها براساس تأمین کلیهٔ الزامات مربوط به مقاومت موجود لازم تیر در مقطع کاهش یافته و انتهای تیر صورت می‌گیرد.

$$R = (4c^2+b^2)/8c$$

$$0.5b_{bf} \le a \le 0.75b_{bf}$$

$$0.65d_b \le b \le 0.85d_b$$

$$0.1b_{bf} \le c \le 0.25b_{bf}$$

در روابط فوق:

a فاصلهٔ افقی از لبهٔ ورق‌های دیافراگم تا ابتدای برش مقطع کاهش یافتهٔ تیر

b طول برش مقطع کاهش یافتهٔ تیر

c عمق برش در مرکز مقطع کاهش یافتهٔ تیر

b_{bf} پهنای کاهش نیافتهٔ بال تیر

d_b عمق مقطع تیر

صفحه ۹۰۶ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

ستون‌ها

در این نوع اتصال استفاده از مقاطع جعبه‌ای ساخته شده از ورق یا مقاطع قوطی شکل (HSS) به عنوان ستون مجاز است. همچنین:

(۱) عمق و پهنای ستون نباید از ۷۵۰ میلیمتر بیشتر باشد.

(۲) ضخامت بال‌ها و جان‌های مقطع ستون باید به نحوی باشد که در ناحیهٔ چشمهٔ اتصال نیازی به ورق‌های مضاعف نباشد.

صفحه ۹۰۷ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

ورق‌های دیافراگم

(۱) مصالح ورق‌های دیافراگم که دارای ضخامت مساوی یا بیش از ۳۰ میلیمتر هستند، باید دارای خواص تاییدشده در امتداد ضخامت بوده و از نظر طاقت نمونهٔ شیار داده شدهٔ شارپی، حداقل از ردهٔ J0 باشند.

(۲) ضخامت ورق‌های دیافراگم باید حداقل ۵ میلیمتر از ضخامت بال‌های تیر و حداقل ۳ میلیمتر از ضخامت ورق‌های ستون بزرگتر باشد. همچنین ضخامت ورق‌های دیافراگم باید به نحوی باشد که الزامات ورق‌های پیوستگی بندهای ۱۰-۳-۳-۲-۸ یا ۱۰-۳-۳-۳-۱۰ حسب مورد، را تأمین نمایند. در تأمین این الزامات علاوه بر کنترل حالت حدی تسلیم ورق دیافراگم در پهنای کلی، باید حالت حدی گسیختگی در پهنایی که بال تیر به ورق دیافراگم جوش شده است نیز کنترل گردد. در این محاسبات ضریب کاهش مقاومت (ϕ) را می‌توان برای حالت حدی تسلیم، به جای 0.9 برابر 1.0 و برای حالت حدی گسیختگی، به جای 0.75 برابر 0.9 در نظر گرفت.

همچنین ضریب اطمینان (Ω) را می‌توان برای حالت حدی تسلیم، به جای 1.67 برابر 1.5 و برای حالت حدی گسیختگی، به جای 2.0 برابر 1.67 در نظر گرفت.

(۳) اتصال ستون به ورق‌های دیافراگم باید از نوع جوش شیاری با نفوذ کامل همراه با ورق‌های پشت‌بند بوده و در محل کارخانه اجرا گردد. این جوش بحرانی لرزه‌ای محسوب شده و ضوابط بند ۱۰-۳-۲-۱-۶-ب باید در مورد آن رعایت گردد. همچنین کیفیت صد درصد این جوش‌ها باید از طریق آزمایش‌های غیر مخرب نظیر رادیوگرافی یا التراسونیک (فراصوتی) تأیید شود.

(۴) مطابق جزئیات شکل ۱۰-۳-۷-۱۰ در این نوع اتصال سطح بیرونی بال فوقانی تیر باید حداکثر ۳ میلیمتر پایین‌تر از سطح فوقانی ورق دیافراگم باشد.

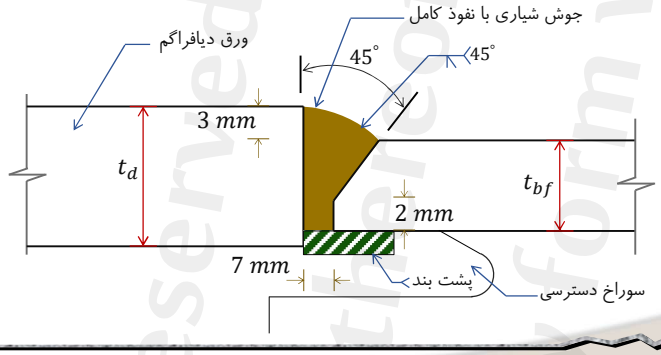
صفحه ۹۰۸ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

سایر الزامات

(۱) برشکاری مقطع کاهش یافتهٔ تیر باید الزامات بند ۱۰-۳-۷-۲-۴ را اقناع نماید.

(۲) اتصال بال‌های تیر به ورق‌های دیافراگم باید از نوع جوش شیاری با نفوذ کامل باشد. برای این منظور در دو انتهای تیر، تعبیهٔ سوراخ‌های دسترسی برای انجام جوش شیاری با نفوذ کامل بال تیر به ورق دیافراگم، مطابق الزامات بند ۱۰-۲-۹-۱-۴ این مبحث الزامی است. برای اتصال بال‌های تیر به ورق‌های دیافراگم استفاده از ورق پشت‌بند الزامی است (شکل ۱۰-۳-۷-۱۱). اتصال ورق‌های پشت‌بند به بال‌های تیر مجاز نیست.



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

(۳) برای اتصال بال‌های تیر به ورق‌های دیافراگم استفاده از ورق‌های گوشواره الزامی است. ورق‌های گوشواره باید حداقل به اندازهٔ ۲۵ میلیمتر یا ضخامت قطعه (هرکدام بزرگتر بود)، از لبهٔ درز امتداد داشته باشد؛ ولی نیازی نیست که بلندتر از ۵۰ میلیمتر باشد. برای تأمین این الزام پهنای بال تیر باید به نحوی انتخاب شود که رابطهٔ زیر برقرار باشد:

$$B_d \geq \left[b_{bf} + \max(2t_{bf} \text{ و } 50\ mm)\right]$$

که در آن:

B_d پهنای ورق دیافراگم

t_{bf} ضخامت بال تیر

b_{bf} پهنای بال تیر

همچنین خال‌جوش‌های متصل‌کنندهٔ ورق‌های گوشواره باید داخل درز جوش ایجاد شوند. پس از برداشتن ورق‌های گوشواره، حداکثر ناهمواری مجاز سطح برابر ۱۳ میکرون است.

(۴) هنگامیکه پشت‌بند فولادی برای جوش‌های شیاری با نفوذ کامل بین بال پایینی تیر و ورق دیافراگم استفاده شود، پشت‌بند باید بعد از جوشکاری برداشته شود. پس از برداشتن پشت‌بند فولادی، پاس ریشه باید تا رسیدن به فلز جوش سالم، از پشت شیارزنی شود و با جوش گوشهٔ تقویتی، از پشت جوش شود. ضخامت جوش گوشهٔ تقویتی باید حداقل ۸ میلیمتر باشد.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

(۵) هنگامی‌که پشت‌بند فولادی برای جوش‌های شیاری با نفوذ کامل بین بال بالایی تیر و ورق دیافراگم استفاده شود، و پشت‌بند برداشته نشود، پشت‌بند باید با جوش گوشهٔ سراسری به ضخامت حداقل ۸ میلیمتر بر لبهٔ زیرین جوش شیاری به ورق دیافراگم متصل شود.

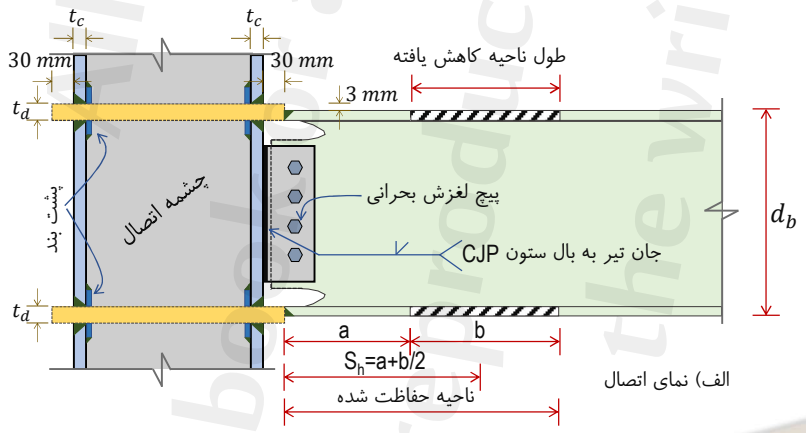
(۶) در قاب‌های خمشی ویژه اتصال جان تیر به بال ستون باید از طریق جوش شیاری با نفوذ کامل صورت گیرد. علاوه بر آن لازم است یک ورق تکی برش جان در فاصله بین دو سوراخ دسترسی تعبیه شده و به ستون جوش شود (شکل ۱۰-۳-۷-۱۰). استفاده از ورق تکی جان به عنوان پشت‌بند جوش شیاری جان تیر به بال ستون نیز مجاز است. ضخامت ورق تکی جان باید حداقل برابر ۱۰ میلیمتر باشد. در انتهای جوش شیاری جان تیر به بال ستون استفاده از ورق‌های گوشواره‌ای الزامی نیست.

(۷) در قاب‌های خمشی متوسط، اتصال جان تیر به بال ستون می‌تواند از طریق رعایت ضوابط بند ۶ فوق انجام پذیرد. در این نوع قاب به جای رعایت این ضوابط، اتصال جان تیر به بال ستون می‌تواند از طریق یک ورق تکی پیچ شده به جان تیر نیز صورت گیرد (شکل ۱۰-۳-۷-۱۲). در این حالت اتصال ورق تکی به جان تیر باید از نوع لغزش بحرانی با سوراخ استاندارد یا سوراخ استاندارد در یکی و سوراخ لوبیایی کوتاه در امتداد موازی با محور تیر در دیگری و اتصال آن به بال ستون از نوع جوش شیاری با نفوذ کامل یا جوش گوشهٔ دوطرفه باشد. در این حالت مقاومت برشی موردنیاز اتصال باید براساس الزامات بند ۱۰-۳-۳-۲-۵ تعیین شود. ضخامت جوش‌های گوشهٔ طرفین ورق تکی به بال ستون باید حداقل برابر 0.75 ضخامت ورق تکی و ضخامت ورق تکی باید حداقل برابر ۱۰ میلیمتر باشد.

(۸) در صورت نیاز، استفاده از پیچ‌های نصب با سوراخ‌های استاندارد یا سوراخ‌های لوبیایی کوتاه افقی در جان تیر مجاز است.

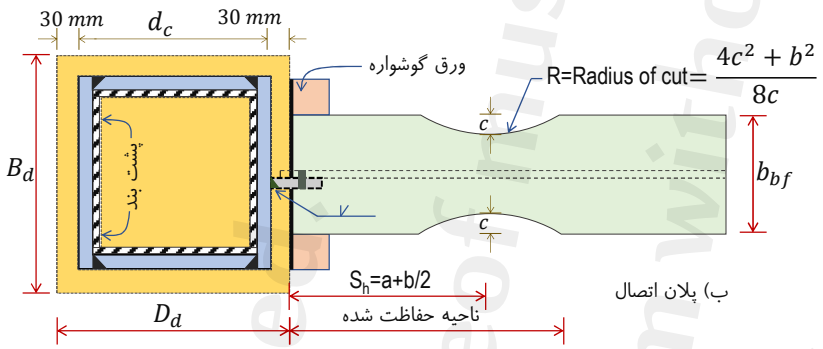
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



اتصال گیردار تیر با مقطع کاهش یافته و دیافراگم عبوری از ستون در قاب‌های خمشی متوسط

یادداشت:

$0.5b_{bf} \le a \le 0.75b_{bf}$

$0.65d_b \le b \le 0.85d_b$

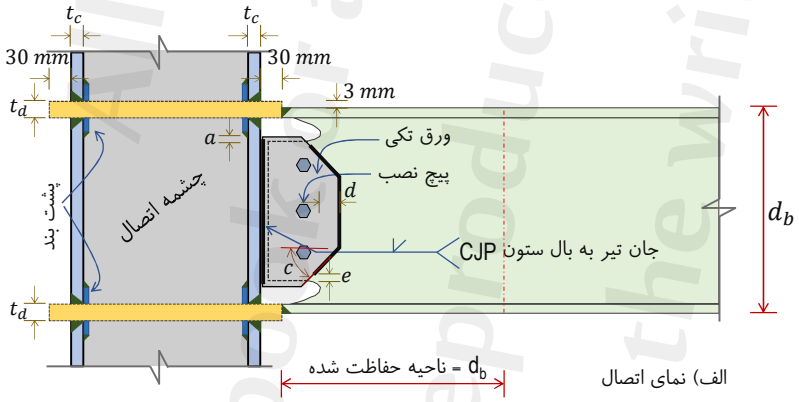
$0.1b_{bf} \le c \le 0.25b_{bf}$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

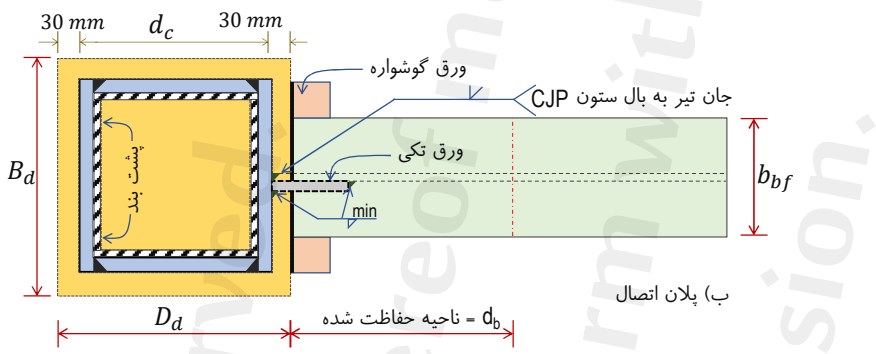
اتصال گیردار تقویت نشده جوشی و دیافراگم عبوری از ستون (TD-WUFW)

اتصال گیردار تقویت نشده جوشی و دیافراگم عبوری از ستون (شکل ۱۰-۳-۷-۱۳) علاوه بر تأمین الزامات عمومی بخش ۱۰-۳-۷-۱ باید دارای شرایط مندرج در این بخش باشند.



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

در این نوع اتصال چرخش غیر الاستیک از طریق تسلیم تیر در ناحیه‌ای نزدیک به بر ورق‌های دیافراگم تأمین می‌شود. نحوهٔ تسلیم در این نوع اتصال به واسطهٔ اعمال ضوابط خاص این بخش در خصوص جزئیات جوش‌های بال تیر به ورق‌های دیافراگم و جزئیات اتصال جان تیر و ورق تکی به بال ستون کنترل می‌شود. همچنین مقدار ضریب C_{pr} که در طراحی لرزه‌ای قاب‌های خمشی ویژه مورد استفاده قرار می‌گیرد، باید برابر 1.4 در نظر گرفته شود. این ضریب در محاسبهٔ مقاومت برشی موردنیاز جان تیر (بدون توجه به وجود ورق تکی جان)، مقاومت‌های موردنیاز در ناحیهٔ چشمهٔ اتصال و کنترل ضابطهٔ تیر ضعیف-ستون قوی مورد استفاده قرار می‌گیرد.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

تیرها

در این نوع اتصال، استفاده از مقاطع نوردشده I یا H شکل و مقاطع ساخته شده دارای مقطع I یا H شکل، به عنوان تیر مجاز است. همچنین:

(۱) عمق مقطع تیر نباید از ۱۰۰۰ میلیمتر بیشتر باشد.

(۲) جرم تیر نباید از ۳۰۰ کیلوگرم بر متر بیشتر باشد.

(۳) ضخامت بال مقطع تیرها نباید از ۳۰ میلیمتر بیشتر باشد.

(۴) در دو انتهای تیر، ناحیهٔ حفاظت شده باید برابر فاصله از بر ورق دیافراگم تا یک برابر عمق مقطع تیر در نظر گرفته شود.

(۵) در این نوع اتصال $S_h=0$ در نظر گرفته می‌شود.

(۶) نسبت دهانهٔ آزاد تیر به عمق آن نباید از ۷ برای قاب‌های خمشی ویژه و از ۵ برای قاب‌های خمشی متوسط کمتر در نظر گرفته شود.

صفحه ۹۱۷ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

ستون‌ها

در این نوع اتصال، استفاده از مقاطع جعبه‌ای ساخته شده از ورق یا مقاطع قوطی شکل (HSS) به عنوان ستون مجاز است. همچنین:

(۱) عمق و پهنای ستون نباید از ۷۵۰ میلیمتر بیشتر باشد.

(۲) ضخامت بال‌ها و جان‌های مقطع ستون باید به نحوی باشد که در ناحیهٔ چشمهٔ اتصال نیازی به ورق‌های مضاعف نباشد.

صفحه ۹۱۸ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

ورق‌های دیافراگم

(۱) مصالح ورق‌های دیافراگم که دارای ضخامت مساوی یا بیش از ۳۰ میلیمتر هستند، باید دارای خواص تاییدشده در امتداد ضخامت بوده و از نظر طاقت نمونهٔ شیار دادهشدهٔ شارپی، حداقل از ردهٔ J0 باشند.

(۲) ضخامت ورق‌های دیافراگم باید حداقل ۵ میلیمتر از ضخامت بال‌های تیر و حداقل ۳ میلیمتر از ضخامت ورق‌های ستون بزرگتر باشد. همچنین ضخامت ورق‌های دیافراگم باید به نحوی باشد که الزامات ورق‌های پیوستگی بندهای ۱۰-۳-۳-۲-۸ یا ۱۰-۳-۳-۳-۱۰ حسب مورد، را تأمین نمایند. در تأمین این الزامات علاوه بر کنترل حالت حدی تسلیم ورق دیافراگم در پهنای کلی، باید حالت حدی گسیختگی در پهنایی که بال تیر به ورق دیافراگم جوش شده است، نیز کنترل گردد. در این محاسبات ضریب کاهش مقاومت (ϕ) را می‌توان برای حالت حدی تسلیم، به جای 0.9 برابر 1.0 و برای حالت حدی گسیختگی، به جای 0.75 برابر 0.9 در نظر گرفت. همچنین ضریب اطمینان (Ω) را می‌توان برای حالت حدی تسلیم، به جای 1.67 برابر 1.5 و برای حالت حدی گسیختگی، به جای 2.0 برابر 1.67 در نظر گرفت.

(۳) اتصال ستون به ورق‌های دیافراگم باید از نوع جوش شیاری با نفوذ کامل همراه با ورق‌های پشت‌بند بوده و در محل کارخانه اجرا گردد. این جوش بحرانی لرزه‌ای محسوب شده و ضوابط بند ۱۰-۳-۲-۱-۶(ب) باید در مورد آن رعایت گردد. همچنین کیفیت صد درصد این جوش‌ها باید از طریق آزمایش‌های غیر مخرب نظیر رادیوگرافی یا التراسونیک (فراصوتی) تأیید شود.

(۴) مطابق جزئیات شکل ۱۰-۳-۷-۱۳، در این نوع اتصال سطح بیرونی بال فوقانی تیر باید حداکثر ۳ میلیمتر پایین‌تر از سطح فوقانی ورق دیافراگم باشد.

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

سایر الزامات

(۱) اتصال بال‌های تیر به ورق‌های دیافراگم باید از نوع جوش شیاری با نفوذ کامل باشد. برای این منظور در دو انتهای تیر، تعبیهٔ سوراخ‌های دسترسی برای انجام جوش شیاری با نفوذ کامل بال تیر به ورق دیافراگم، مطابق الزامات بند ۱۰-۳-۲-۱۱-۵ این مبحث، الزامی است. برای اتصال بال‌های تیر به ورق‌های دیافراگم استفاده از ورق پشت‌بند الزامی است (شکل ۱۰-۳-۷-۱۱). اتصال ورق‌های پشت‌بند به بال‌های تیر مجاز نیست.

(۲) برای اتصال بال‌های تیر به ورق‌های دیافراگم استفاده از ورق‌های گوشواره الزامی است. ورق‌های گوشواره باید حداقل به‌اندازهٔ ۲۵ میلیمتر یا ضخامت قطعه (هرکدام بزرگتر بود)، از لبهٔ درز امتداد داشته باشد؛ ولی نیازی نیست بلندتر از ۵۰ میلیمتر باشد. برای تأمین این الزام پهنای بال تیر باید به نحوی انتخاب شود که رابطهٔ زیر برقرار باشد:

$$b_{bf} \le \left[B_d - \max\left(2t_{bf} \text{ و } 50\ mm\right)\right]$$

همچنین خال جوش‌های متصل کنندهٔ ورق‌های گوشواره باید داخل درز جوش ایجاد شوند. پس از برداشتن ورق‌های گوشواره، حداکثر ناهمواری مجاز سطح برابر ۱۳ میکرون است.

(۳) هنگامیکه پشت‌بند فولادی برای جوش‌های شیاری با نفوذ کامل بین بال پایینی تیر و ورق دیافراگم استفاده شود، پشت‌بند باید بعد از جوشکاری برداشته شود. پس از برداشتن پشتبند فولادی، پاس ریشه باید تا رسیدن به فلز جوش سالم، از پشت شیارزنی شود و با جوش گوشهٔ تقویتی، از پشت جوش شود. ضخامت جوش گوشهٔ تقویتی باید حداقل ۸ میلیمتر باشد.

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

(۴) هنگامیکه پشت‌بند فولادی برای جوش‌های شیاری با نفوذ کامل بین بال بالایی تیر و ورق دیافراگم استفاده شود، و پشت‌بند برداشته نشود، پشت‌بند باید با جوش گوشهٔ سراسری به ضخامت حداقل ۸ میلیمتر بر لبهٔ زیرین جوش شیاری به ورق دیافراگم متصل شود.

(۵) در این نوع اتصالات، انتقال برش باید از طریق دو عامل، یکی اتصال مستقیم جان تیر به بال ستون و دیگری اتصال ورق تکی جان به بال ستون صورت گیرد. اتصال جان تیر به بال ستون باید از نوع جوش شیاری با نفوذ کامل باشد. اتصال ورق تکی جان به بال ستون می‌تواند از طریق جوش شیاری با نفوذ کامل یا جوش گوشه صورت گیرد. مقاومت برشی طراحی اتصال ورق تکی جان به بال ستون باید حداقل برابر $h_p t_p (0.6 R_y F_{yp})/\alpha_s$ باشد که در آن h_p ارتفاع ورق تکی جان و t_p ضخامت آن و α_s برابر ۱.۰ در LRFD و برابر ۱.۵ در ASD است. اتصال ورق تکی جان به جان تیر باید از طریق جوش گوشه به ضخامت برابر ضخامت ورق تکی جان منهای ۲ میلیمتر انجام پذیرد. ضخامت ورق تکی جان باید حداقل برابر ضخامت جان مقطع تیر باشد. ورق تکی جان باید محدودیت‌های ابعادی جدول ۱۰-۳-۷-۳ را تأمین نماید.

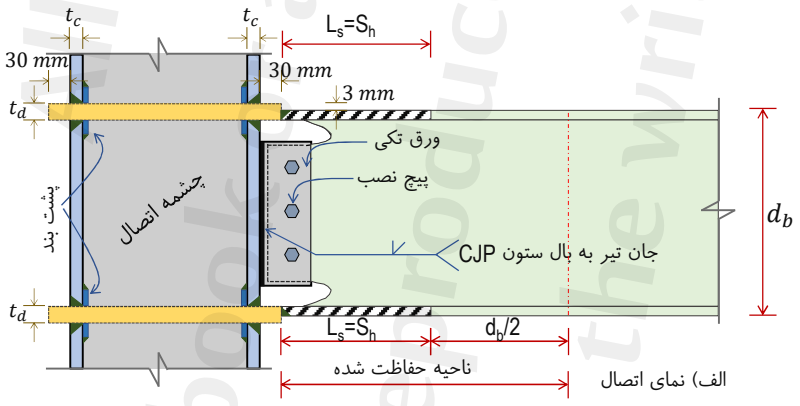
(۶) در صورت نیاز، استفاده از پیچ‌های نصب با سوراخ‌های استاندارد یا سوراخ‌های لوبیایی کوتاه افقی در جان تیر مجاز است.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

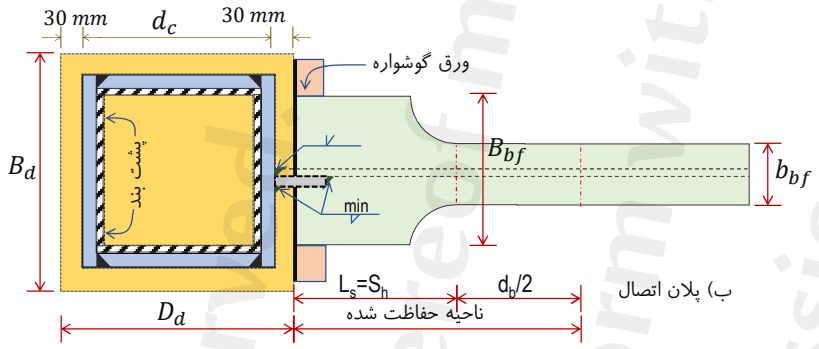
اتصال گیردار با بال پهن شده و دیافراگم عبوری از ستون (TD-Widened)

اتصال گیردار تقویت نشده جوشی و دیافراگم عبوری از ستون (شکل ۱۰-۳-۷-۱۴) علاوه بر تأمین الزامات عمومی بخش ۱۰-۳-۷-۱ باید دارای شرایط مندرج در این بخش باشند.



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

در این نوع اتصال در دو انتهای تیر قسمتی از بال‌های تیر در مجاورت اتصال آن به ورق‌های دیافراگم براساس الزامات و محدودیت‌های این بخش پهن می‌شود. هدف از این اقدام این است که تسلیم و تشکیل مفصل‌های پلاستیک به طور عمده در ابتدای نواحی پهن شدهٔ تیر (در دو انتهای ناحیهٔ با مقطع ثابت تیر) اتفاق بیفتد. در این نوع اتصال گیردار، ستون‌ها و تیرها شامل ناحیهٔ پهن شده و پهن‌نشده باید دارای مقاومت موجود کافی در برابر کلیهٔ ترکیبات بارگذاری متعارف باشند.

تبصره: در کنترل تغییرمکان جانبی نسبی طبقه می‌توان اثرات مربوط به ناحیهٔ پهن‌شدهٔ تیر را نیز منظور نمود.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

تیرها

در این نوع اتصال استفاده از مقاطع نوردشده I یا H شکل و مقاطع ساخته شده دارای مقطع I یا H شکل، به عنوان تیر مجاز است. همچنین:

(۱) عمق مقطع تیر نباید از ۱۲۰۰ میلیمتر بیشتر باشد.

(۲) جرم تیر نباید از ۷۰۰ کیلوگرم بر متر بیشتر باشد.

(۳) ضخامت بال مقطع تیرها نباید از ۵۵ میلیمتر بیشتر باشد.

(۴) طول ناحیهٔ بال با پهنای متغیر (L_s) نباید از $0.75d_b$ و b_{bf} (هرکدام بزرگ‌تر باشد) کوچکتر در نظر گرفته شود که در آن d_b عمق کلی مقطع تیر و b_{bf} پهنای بال تیر در ناحیهٔ بال یکنواخت است (شکل ۱۰-۳-۷-۱۴). همچنین شیب پهنای ناحیهٔ بال متغیر نباید از ۳۰ درجه بیشتر باشد. انتخاب نهایی این مقادیر براساس تأمین کلیهٔ الزامات مربوط به مقاومت موجود لازم تیر در مقطع شروع پهن شدن بال و انتهای تیر و نیز کنترل رابطهٔ ۱۰-۳-۷-۹ صورت می‌گیرد. در این نوع اتصال، به عنوان یک گزینهٔ دیگر می‌توان پهنای بال را مطابق شکل ۱۰-۳-۷-۱۵ افزایش داد.

(۵) در دو انتهای تیر، ناحیهٔ حفاظت‌شده باید برابر فاصله از بر ورق دیافراگم تا نصف عمق مقطع تیر بعد از محل شروع ناحیهٔ بال با پهنای متغیر به سمت وسط تیر در نظر گرفته شود.

(۶) محل تشکیل مفصل پلاستیک (S_h) در روی تیر در محل شروع ناحیهٔ بال با پهنای متغیر در نظر گرفته می‌شود.

صفحه ۹۲۵ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

(۷) نسبت دهانهٔ آزاد تیر به عمق آن نباید از ۷ برای قاب‌های خمشی ویژه و از ۵ برای قاب‌های خمشی متوسط کمتر در نظر گرفته شود.

(۸)وصلهٔ لب به لب ورق بال تیر با جوش شیاری با نفوذ کامل در محل شروع پهن شدن آن، درصورتیکه اولاً وصلهٔ جان تیر حداقل به اندازهٔ عمق تیر به سمت میانهٔ تیر از وصلهٔ بال فاصله داشته باشد و ثانیاً در کارخانه با صد درصد آزمایشات غیر مخرب کنترل گردد، مجاز است.

صفحه ۹۲۶ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

ستون‌ها

در این نوع اتصال، استفاده از مقاطع جعبه‌ای ساخته شده از ورق یا مقاطع قوطی شکل (HSS) به عنوان ستون مجاز است. همچنین:

(۱) عمق و پهنای ستون نباید از ۷۵۰ میلیمتر بیشتر باشد.

(۲) ضخامت بال‌ها و جان‌های مقطع ستون باید به نحوی باشد که در ناحیهٔ چشمهٔ اتصال نیازی به ورق‌های مضاعف نباشد.

صفحه ۹۲۷ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

ورق‌های دیافراگم

(۱) مصالح ورق‌های دیافراگم که دارای ضخامت مساوی یا بیش از ۳۰ میلیمتر هستند، باید دارای خواص تاییدشده در امتداد ضخامت بوده و از نظر طاقت نمونهٔ شیار داده شدهٔ شارپی، حداقل از ردهٔ J0 باشند.

(۲) ضخامت ورق‌های دیافراگم باید حداقل ۵ میلیمتر از ضخامت بال‌های تیر و حداقل ۳ میلیمتر از ضخامت ورق‌های ستون بزرگتر باشد. همچنین ضخامت ورق‌های دیافراگم باید به نحوی باشد که الزامات ورق‌های پیوستگی بندهای ۱۰-۳-۳-۲-۸ یا ۱۰-۳-۳-۳-۱۰ حسب مورد، را تأمین نمایند. در تأمین این الزامات علاوه بر کنترل حالت حدی تسلیم ورق دیافراگم در پهنای کلی، باید حالت حدی گسیختگی در پهنایی که بال تیر به ورق دیافراگم جوش شده است، نیز کنترل گردد. در این محاسبات ضریب کاهش مقاومت (ϕ) را می‌توان برای حالت حدی تسلیم، به جای 0.9 برابر 1.0 و برای حالت حدی گسیختگی، به جای 0.75 برابر 0.9 در نظر گرفت. همچنین ضریب اطمینان (Ω) را می‌توان برای حالت حدی تسلیم، به جای 1.67 برابر 1.5 و برای حالت حدی گسیختگی، به جای 2.0 برابر 1.67 در نظر گرفت.

(۳) اتصال ستون به ورق‌های دیافراگم باید از نوع جوش شیاری با نفوذ کامل همراه با ورق‌های پشت‌بند بوده و در محل کارخانه اجرا گردد. این جوش بحرانی لرزه‌ای محسوب شده و ضوابط بند ۱۰-۳-۲-۱-۶-ب باید در مورد آن رعایت گردد. همچنین کیفیت صد درصد این جوش‌ها باید از طریق آزمایش‌های غیر مخرب نظیر رادیوگرافی یا التراسونیک (فراصوتی) تأیید شود.

(۴) مطابق جزئیات شکل ۱۰-۳-۷-۱۵ در این نوع اتصال سطح بیرونی بال فوقانی تیر باید به حداکثر ۳ میلیمتر پایین‌تر از سطح فوقانی ورق دیافراگم باشد.

صفحه ۹۲۸ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

سایر الزامات

(۱) اتصال بال‌های تیر به ورق‌های دیافراگم باید از نوع جوش شیاری با نفوذ کامل باشد. برای این منظور در دو انتهای تیر، تعبیهٔ سوراخ‌های دسترسی برای انجام جوش شیاری با نفوذ کامل بال تیر به ورق دیافراگم، مطابق الزامات بند ۱۰-۲-۹-۱-۴ این مبحث، الزامی است. برای اتصال بال‌های تیر به ورق‌های دیافراگم استفاده از ورق پشت‌بند الزامی است (شکل ۱۰-۳-۷-۱۱). اتصال ورق‌های پشت‌بند به بال‌های تیر مجاز نیست.

(۲) برای اتصال بال‌های تیر به ورق‌های دیافراگم استفاده از ورق‌های گوشواره (ناودان انتهای جوش شیاری) الزامی است. ورق‌های گوشواره باید حداقل به اندازهٔ ۲۵ میلیمتر یا ضخامت قطعه (هرکدام بزرگتر بود) از لبهٔ درز امتداد داشته باشد؛ ولی نیازی نیست بلندتر از ۵۰ میلیمتر باشد. برای تأمین این الزام، پهنای بال تیر در محل اتصال بال‌های تیر به ورق‌های دیافراگم باید به نحوی انتخاب شود که رابطهٔ زیر برقرار باشد:

$$B_{bf} \le \left[B_d - \max(2t_{bf} \text{ و } 50\ mm)\right]$$

در رابطهٔ فوق:

B_d پهنای ورق دیافراگم

t_{bf} ضخامت بال تیر

B_{bf} پهنای بال تیر در محل اتصال بال‌های تیر به ورق‌های دیافراگم

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

(۳) خال جوش‌های متصل کنندهٔ ورق‌های گوشواره باید داخل درز جوش ایجاد شوند. پس از برداشتن ورق‌های گوشواره، حداکثر ناهمواری مجاز سطح برابر ۱۳ میکرون است.

(۴) هنگامیکه پشت‌بند فولادی برای جوش‌های شیاری با نفوذ کامل بین بال پایینی تیر و ورق دیافراگم استفاده شود، پشت‌بند باید بعد از جوشکاری برداشته شود. پس از برداشتن پشت‌بند فولادی، پاس ریشه باید تا رسیدن به فلز جوش سالم، از پشت شیارزنی شود و با جوش گوشهٔ تقویتی، از پشت جوش شود. ضخامت جوش گوشهٔ تقویتی باید حداقل ۸ میلیمتر باشد.

(۵) هنگامیکه پشت‌بند فولادی برای جوش‌های شیاری با نفوذ کامل بین بال بالایی تیر و ورق دیافراگم استفاده شود و پشت‌بند برداشته نشود، پشت‌بند باید با جوش گوشهٔ سراسری به ضخامت حداقل ۸ میلیمتر بر لبهٔ زیرین جوش شیاری به ورق دیافراگم متصل شود.

(۶) در قاب‌های خمشی ویژه اتصال جان تیر به بال ستون باید از طریق جوش شیاری با نفوذ کامل صورت گیرد. علاوه بر آن لازم است یک ورق تکی برش جان در فاصله بین دو سوراخ دسترسی تعبیه شده و به ستون جوش شود (شکل ۱۰-۳-۷-۱۴). استفاده از این ورق تکی جان به عنوان پشت‌بند جوش شیاری جان تیر به بال ستون نیز مجاز است. ضخامت ورق تکی جان باید حداقل برابر ۱۰ میلیمتر باشد. در انتهای جوش شیاری جان تیر به بال ستون استفاده از ورق‌های گوشواره‌ای الزامی نیست.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

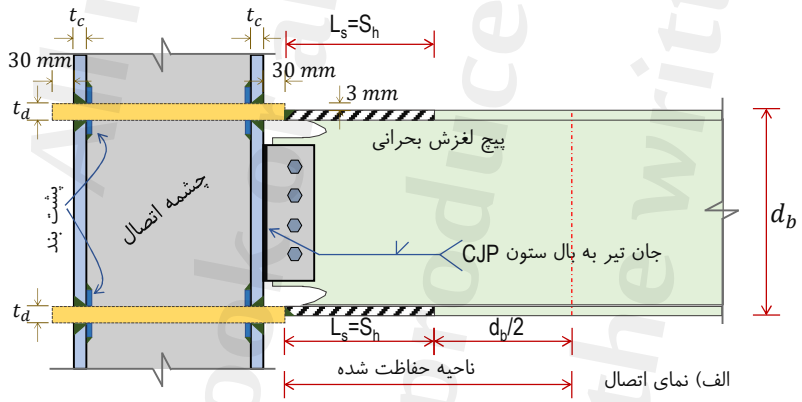
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

(۷) در قاب‌های خمشی متوسط، اتصال جان تیر به بال ستون می‌تواند از طریق رعایت ضوابط بند ۶ فوق انجام پذیرد. در این نوع قاب به جای رعایت این ضوابط، اتصال جان تیر به بال ستون می‌تواند از طریق یک ورق تکی پیچ شده به جان تیر نیز صورت گیرد (شکل ۱۰-۳-۷-۱۶). در این حالت اتصال ورق تکی به جان تیر باید از نوع لغزش بحرانی با سوراخ استاندارد یا سوراخ لوبیایی کوتاه در یکی و سوراخ لوبیایی کوتاه در امتداد موازی با محور تیر در دیگری و اتصال آن به بال ستون از نوع جوش شیاری با نفوذ کامل یا جوش گوشهٔ دوطرفه باشد. در این حالت مقاومت برشی موردنیاز اتصال باید براساس الزامات بند ۱۰-۳-۳-۲-۵ تعیین شود. ضخامت جوش‌های گوشه طرفین ورق تکی به بال ستون باید حداقل برابر 0.75 ضخامت ورق تکی و ضخامت ورق تکی باید حداقل برابر ۱۰ میلیمتر باشد.

(۸) در صورت نیاز، استفاده از پیچ‌های نصب با سوراخ‌های استاندارد یا سوراخ‌های لوبیایی کوتاه افقی در جان تیر مجاز است.

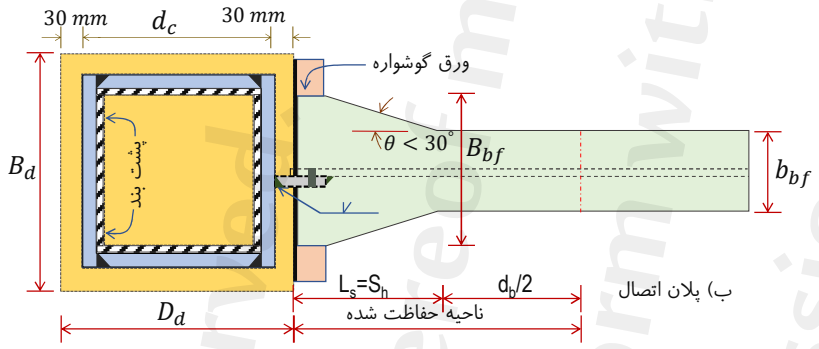
صفحه ۹۳۱ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



صفحه ۹۳۲ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

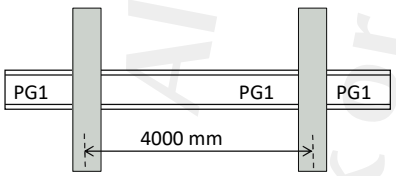


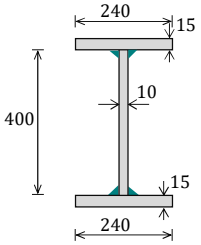
اتصال گیردار تیر با بال پهن شده و دیافراگم عبوری از ستون در قاب‌های خمشی متوسط (TD-Widened)

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مثال) یک مهندس محاسب در طراحی یک سازه فولادی با قاب خمشی ویژه چند طبقه که دارای دهانه‌هایی به طول ۴ متر است (محور به محور)، از تیر ورق PG1 با مقطع نشان داده شده استفاده کرده است. اگر ابعاد بیرونی ستون‌های قوطی این سازه ۴۵۰×۴۵۰ میلیمتر باشد، برای اتصال از پیش تایید شده تیر به ستون، کدام گزینه را پیشنهاد می‌کنید؟ (هم مسائل فنی و هم سهولت اجرایی مد نظر باشد. فرض کنید کلیه تیرهای منتهی به هر چهار وجه ستون‌ها دارای اتصال گیردار کامل هستند) (آبان ۹۳)





الف) اتصال گیردار تقویت نشده جوشی WUF-W

ب) اتصال گیردار فلنجی هشت پیچی با استفاده از ورق لچکی BSEEP

ج) اتصال گیردار جوشی به کمک ورق‌های روسری و زیرسری WFP

د) اتصال گیردار پیچی به کمک ورقهای روسری و زیرسری BFP

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

پاسخ) اتصال WFP تنها در قاب با شکل پذیری متوسط قابل استفاده است. بنابراین گزینه (ج) نمیتواند صحیح باشد.

طبق جدول ۱۰-۳-۷-۲ مبحث دهم، اتصال گیردار فلنجی هشت پیچی با استفاده از ورق لچکی باید دارای حداقل عمق ۴۴۰ میلیمتر باشد. در اینجا عمق مقطع ۴۳۰ میلیمتر است. بنابراین این گزینه هم صحیح نیست.

طبق بند ۱۰-۳-۷-۴-۱، نسبت دهانه آزاد به عمق مقطع در اتصال BFP باید حداقل ۹ باشد.

$$\frac{L}{d_b}=\frac{4000-450}{430}=8.2<9$$

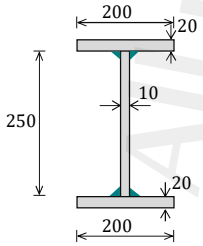
پس اتصال BFP نیز صحیح نیست.

بنابراین تنها گزینه WUF-W است.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مثال) فرض کنید در یک قاب خمشی فولادی ویژه برای تیرها از مقطع شکل زیر استفاده شده است. برای این تیر به کاربردن کدامیک از اتصالات گیردار زیر مجاز نمی‌باشد؟ (طول خالص تیر برابر ۵ متر بوده، F_y=240 MPa و $E=2\times10^5$ MPa می‌باشد، همچنین در شکل ابعاد به میلیمتر است (بهمن ۹۷)



الف) RBS

ب) BUEEP

ج) WUF-W

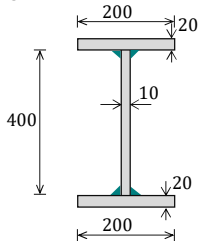
د) BFP

پاسخ: طبق جدول ۱۰-۳-۷-۲ مبحث دهم، اتصال BUEEP باید دارای حداقل عمق ۳۴۰ میلیمتر باشد. در اینجا عمق مقطع ۲۹۰ میلیمتر است. بنابراین این گزینه نمی‌تواند به عنوان اتصال استفاده شود.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مثال) با صرف نظر کردن از اثرات بارهای ثقلی، مقاومت خمشی مورد نیاز اتصال گیردار تقویت نشده جوشی WUF-W تیرورق فولادی ساخته شده از ورق با مشخصات F_y=235 MPa و F_u=360 MPa با مقطع نشان داده شده در شکل مقابل و طول دهانه آزاد ۶ متر در قاب خمشی متوسط حدودا چند kN.m می‌باشد؟ (مهر ۹۸)



الف) ۴۸۹

ب) ۵۶۲

ج) ۶۱۹

د) ۷۸۷

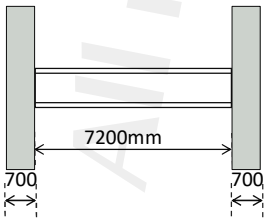
پاسخ: در این نوع اتصال محل تشکیل مفصل پلاستیک در بر ستون میباشد:

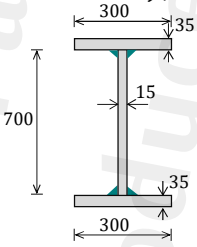
$$Z = 2[(20 \times 200 \times 210) + (200 \times 10 \times 100)] = 2080000\ mm^3$$
$$M_{hr} = 1.1R_yZF_y = 1.1 \times 1.15 \times 2080000 \times 235 \times 10^{-6} = 618\ kN.m$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مثال) کدام گزینه نوع اتصال گیردار مجاز از پیش تایید شده تیرفولادی از جنس S235JR با مقطع زیر که به ستون H شکل در قاب خمشی متوسط متصل می‌شود را مشخص می‌کند؟ ابعاد در شکل به میلی متر بوده و فرض کنید تیر در سرتاسر طول خود از مهارجانبی کافی برخوردار است (مهر ۹۹)





الف) WFP

ب) RBS

ج) WUF-W

د) BFP

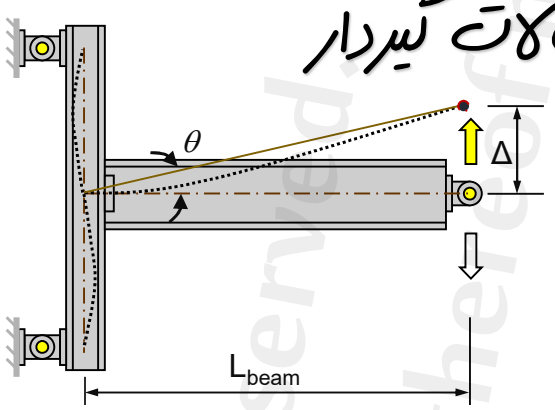
پاسخ: در اتصالات BFP، WFP و WUF-W، ضخامت بال نباید از ۳۰ میلیمتر بیشتر شود.

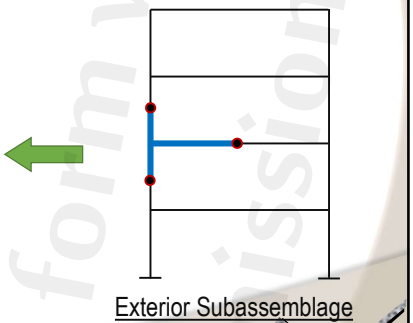
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

فصل هفتم

روش تأیید اتصالات گیردار





صفحه ۹۳۹ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

اتصالات گیرداری که برای استفاده در قاب‌های خمشی متوسط و ویژه پیشنهاد می‌شوند، باید قبلاً مورد تأیید قرار گیرند. اتصالات گیردار معرفی شده در بخش ۱۰-۳-۷ در صورت تأمین الزامات و محدودیت‌های آن بخش، به عنوان اتصالات گیردار پیش تأییدشده محسوب می‌شوند و نیازی به تائید مجدد آنها نیست. استفاده از سایر انواع اتصالات یا اتصالات پیش تاییدشده در خارج از محدوده‌های مجاز بر طبق بندهای ۱۰-۳-۷-۲ الی ۱۰-۳-۷-۱۰ در قاب‌های خمشی متوسط و ویژه، مشروط به طی مراحل تائید مطابق الزامات این بخش است.

الزامات عمومی

اتصالات گیردار پیشنهادی باید با انجام آزمایش‌ها، مطالعات تحلیلی پشتیبان و ارائهٔ روش‌های طراحی تائید شوند. مجموعهٔ این مدارک باید نشان دهد که اتصال قادر به تحمل تغییرشکل‌های دورانی متناظر با تغییرمکان نسبی طبقه به میزانی حداقل برابر مقادیر موردنظر بند ۱۰-۳-۳-۲-۶ برای استفاده در قاب‌های خمشی متوسط یا بند ۱۰-۳-۳-۳-۸ برای استفاده در قاب‌های خمشی ویژه، حسب مورد، است. تمام حالت‌های حدی که بر سختی، مقاومت و شکل‌پذیری اتصال تأثیر می‌گذارند، باید شناسایی شده و اثر متغیرهای طراحی بر آنها موردتوجه قرار گیرد.

صفحه ۹۴۰ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مرجع تائید اتصال

مجموعه مدارک تهیه شده برای تأیید اتصال پیشنهادی باید توسط کمیته‌ای متشکل از حداقل ۳ نفر متخصص به انتخاب کمیتهٔ تخصصی مبحث دهم بررسی شده و طی یک گزارش مکتوب موردقبول قرار گیرد و سپس توسط کمیتهٔ مبحث دهم تائید شود.

متغیرهای طراحی

برای تأیید اتصال پیشنهادی لازم است محدودیت‌های مربوط به متغیرهای طراحی به شرح زیر در مدارک تعیین شود:

الف) محدودیت‌های تیر و ستون

- نوع مقطع (I یا H یا جعبه‌ای و یا قوطی)
- روش ساخت مقطع (نوردشده یا جوش شده)
- عمق مقطع و ضخامت بال
- نسبت دهانه به عمق تیر
- جهت قرارگیری مقطع ستون نسبت به تیر

صفحه ۹۴۱ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

- مهار جانبی تیر و ستون

ب) ورق‌های پیوستگی و مضاعف

- تعیین شرایط مربوط به نیاز این ورق‌ها
- ضخامت، عرض و عمق ورق
- نحوهٔ اتصال

پ) جوش و پیچ

- نوع جوش، الکترود، پشت‌بند، سوراخ دسترسی و نحوهٔ کنترل کیفیت
- قطر و نوع پیچ، نوع سوراخ و نحوهٔ سوراخکاری و نصب پیچ و پیش‌تنیدگی

ت) سایر پارامترهای مربوط به نوع خاص اتصال پیشنهادی

صفحه ۹۴۲ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

روش طراحی

برای تائید اتصال گیردار پیشنهادی لازم است دستورالعملی برای طراحی اتصال پیشنهاد شود.

مستندات لازم

مستندات لازم برای تائید اتصال پیشنهادی عبارت‌اند از:

- نقشه‌های اتصال حاوی کلیهٔ جزئیات لازم
- توصیف رفتار مورد انتظار اتصال در ناحیهٔ الاستیک و غیر الاستیک، نقاط مورد انتظار تشکیل مفصل پلاستیک و حالت‌های حدی که مقاومت و شکل‌پذیری اتصال را کنترل می‌کند.
- نتایج تحلیل‌های مدل‌های عددی
- نوع سیستمی که اتصال در آن قابل استفاده است (قاب خمشی متوسط یا ویژه)
- فهرست کلیهٔ محدودیت‌های مذکور در بند ۱۰-۳-۸-۳
- تعیین کلیهٔ جوش‌های بحرانی لرزه‌ای
- تعیین ناحیهٔ محافظت شده اتصال

صفحه ۹۴۳ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

- گزارش آزمایش‌های انجام شده برای تائید اتصال
- رویه‌های کنترل کیفی
- دستورالعمل‌های طراحی اتصال

آزمایشگاه‌های معتبر

آزمایش‌های مورد استفاده برای تائید اتصال باید در آزمایشگاه‌های معتبر دارای تجهیزات مناسب و نفرات مجرب انجام شود. آزمایشگاه و روش انجام آزمایش‌ها باید به تائید کمیتهٔ معرفی شده در بند ۱۰-۳-۸-۲ رسیده باشد.

نمونه‌های مورد آزمایش

نمونه‌های زیرسازهٔ مورد آزمایش باید حتی الامکان شرایطی را که در اتصال در هنگام اثر زلزله ایجاد می‌شود، بازسازی کند. در این زیرسازه شرایط زیر باید رعایت شود:

- زیرسازه باید حداقل شامل یک ستون و تیری باشد که از یک طرف یا از هر دو طرف به ستون متصل است.
- نقاط عطف تغییرشکل خمشی در زیرسازه باید با نقاط مذکور در قاب اصلی تطابق داشته باشد.
- مهارهای جانبی در زیرسازه باید مشابه مهارهای سازهٔ اصلی باشد ولی تعبیهٔ مهارهای اضافی در نقاط اعمال بار و تکیه‌گاه مجاز است.

صفحه ۹۴۴ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

متغیرهای اساسی آزمایش

متغیرهای زیر باید در نمونه‌های مورد آزمایش شبیه سازی شود:

الف) منابع دوران‌های غیر ارتجاعی

دوران‌های غیر ارتجاعی نمونه باید با تحلیل داده‌های تغییرشکل‌های نمونه محاسبه شود. منابع این دوران‌های غیر ارتجاعی شامل تسلیم اعضا، تسلیم اجزا و ادوات اتصال و لغزش بین اعضا و اجزای اتصال است.

ب) اعضا

تیر مورد استفاده در نمونهٔ آزمایش باید در محدودهٔ زیر باشد:

- عمق تیر نباید کمتر از ۹۰٪ عمق تیر در سازهٔ اصلی باشد.
- وزن واحد طول تیر نباید کمتر از ۷۵٪ وزن مربوطه در سازهٔ اصلی باشد.
- نسبت طول تیر به عمق آن نباید از 0.9 این نسبت در سازهٔ اصلی بزرگتر باشد.

ستون مورد استفاده در نمونهٔ آزمایش باید در محدودهٔ زیر باشد:

- عمق ستون نباید کمتر از ۹۰٪ عمق ستون در سازهٔ اصلی باشد.
- نسبت مقاومت ستون به تیر نباید کمتر از این نسبت در نمونهٔ اصلی باشد.

صفحه ۹۴۵ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

پ) جزئیات اتصال

جزئیات اتصال در نمونهٔ آزمایش باید مشابه سازهٔ اصلی باشد.

ت) ورق پیوستگی

جزییات ورق پیوستگی و اتصال آن به ستون در نمونهٔ آزمایش باید مشابه سازهٔ اصلی باشد.

ث) تنش تسلیم فولاد

تنش تسلیم تمام اعضا و عناصر اتصال در نمونه‌های آزمایش که با تسلیم آنها دوران‌های غیر ارتجاعی اتصال حاصل می‌شود، باید با انجام آزمایش تعیین شود. استفاده از مقادیر مشخصهٔ تولید فولاد برای این منظور جایز نیست. شرایط زیر در مورد مقادیر تعیین شده با انجام آزمایش باید رعایت شود:

- تنش تسلیم بال تیر نباید کمتر از $0.85R_yF_y$ فولادی که قرار است در تیر سازهٔ اصلی استفاده شود، باشد.
- تنش تسلیم ستون و عناصر اتصال نباید از $0.85R_yF_y$ فولادی که قرار است در همین اجزای سازهٔ اصلی استفاده شود کمتر و از $1.15R_yF_y$ بیشتر باشد.

که در آن:

R_y نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد، F_y تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد است.

صفحه ۹۴۶ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

ج) اتصالات جوشی

جوش‌های نمونهٔ مورد آزمایش باید دارای شرایط زیر باشد:

• جوشکاری باید براساس یک دستورالعمل جوشکاری (WPS) معین انجام شود که مشابه دستورالعمل مذکور در سازهٔ اصلی باشد. مقاومت کششی و طاقت نمونهٔ شیاردار شارپی (CVN) جوش‌های شیاری باید با انجام آزمایش تعیین شود. استفاده از مقادیر مندرج در گزارش‌های تولیدکنندهٔ الکترود برای این منظور کافی نیست.

• مقاومت کششی مشخصهٔ الکترودی که در نمونهٔ آزمایش استفاده می‌شود باید با مقاومت مذکور در سازهٔ اصلی مطابقت داشته باشد.

• مقدار مشخصهٔ حداقل طاقت نمونهٔ شیاردار شارپی (CVN) الکترودی که در نمونهٔ آزمایش استفاده می‌شود، نباید از مقدار مذکور در سازهٔ اصلی بیشتر باشد. ضمناً مقداری که با انجام آزمایش برای این پارامتر به دست می‌آید، نباید بیش از ۵۰٪ مقدار مشخصهٔ مربوطه در سازهٔ اصلی یا 34 J (هرکدام بیشتر باشد)، از مقدار مذکور در سازهٔ اصلی بزرگتر باشد.

• وضعیت جوشکاری که در نمونهٔ آزمایش استفاده می‌شود باید با این وضعیت در سازهٔ اصلی مشابه باشد.

• جزئیات جوشکاری در نمونهٔ آزمایش شامل پشت‌بند، سوراخ دسترسی و غیره باید با این جزئیات در سازهٔ اصلی تطابق داشته باشد.

• روش‌های بازرسی، انجام آزمایش‌های غیر مخرب و ضوابط پذیرش جوش در نمونهٔ آزمایش باید مشابه سازهٔ اصلی باشد.

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission صفحه ۹۴۷

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

چ) اتصالات پیچی

اتصالات پیچی نمونهٔ مورد آزمایش باید مشابه همین اتصالات در سازهٔ اصلی باشد. الزامات زیر در این خصوص باید رعایت شود:

• نوع و مقاومت پیچ مورد استفاده در آزمایش باید مشابه سازهٔ اصلی باشد.

• روش‌های پیچ‌کاری در نمونهٔ آزمایش شامل سوراخ‌کاری، آرایش سوراخ‌ها، وضعیت سطوح تماس و نحوهٔ سفت کردن پیچ باید مشابه سازهٔ اصلی باشد.

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission صفحه ۹۴۸

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

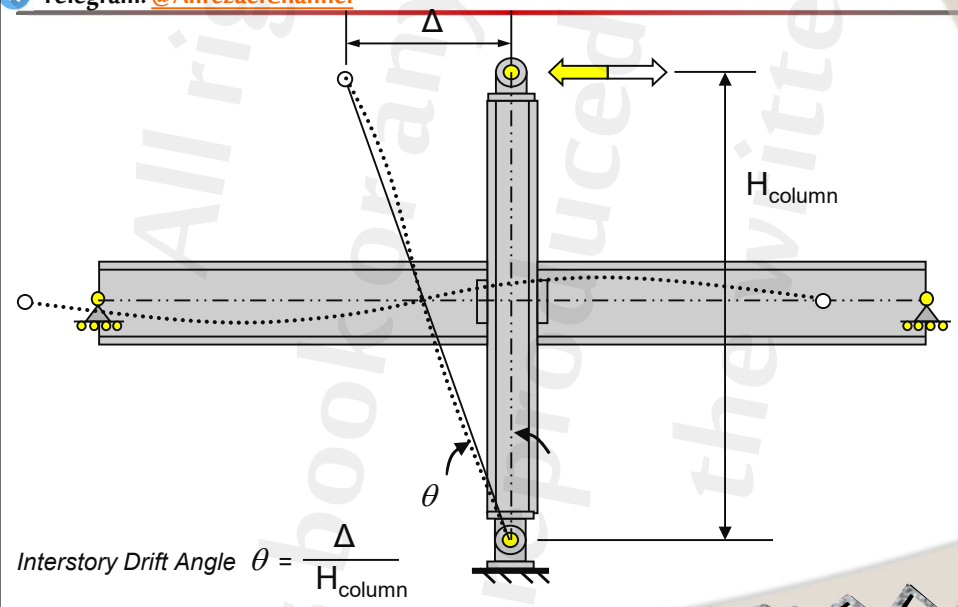
تاریخچهٔ بارگذاری

نمونهٔ مورد آزمایش باید تحت اثر تاریخچهٔ بارگذاری چرخه‌ای قرار گیرد که در این بخش بیان می‌شود. تاریخچهٔ بارگذاری اعمالی به نمونهٔ آزمایش برحسب زاویهٔ تغییرمکان نسبی طبقه‌ای (Θ) باید به شرح زیر باشد:

6 cycles at $\theta = \pm 0.00375$ rad.
6 cycles at $\theta = \pm 0.005$ rad.
6 cycles at $\theta = \pm 0.0075$ rad.
4 cycles at $\theta = \pm 0.01$ rad.
2 cycles at $\theta = \pm 0.015$ rad.
2 cycles at $\theta = \pm 0.02$ rad.
2 cycles at $\theta = \pm 0.03$ rad.
2 cycles at $\theta = \pm 0.04$ rad.
continue at increments of ±0.01 rad, with two cycles of loading at each step

صفحه ۹۴۹ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



صفحه ۹۵۰ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

گزارش آزمایش‌ها

برای هر آزمایش باید گزارش مکتوبی تهیه شود. گزارش باید به صورت دقیق تمام ویژگی‌های کلیدی و نتایج آزمایش را مستند نماید. این گزارش باید حداقل شامل اطلاعات زیر باشد:

- نقشهٔ برپایش آزمایش شامل ابعاد، نقاط بارگذاری، تکیه‌گاه و مهار جانبی
- نقشهٔ نمونهٔ مورد آزمایش شامل کلیهٔ ابعاد اعضا و اجزا و مشخصات مصالح مصرفی، جزئیات جوشکاری و پیچکاری
- فهرست کلیهٔ متغیرهای اساسی آزمایش به شرح مذکور در بند ۱۰-۳-۸-۸
- نمودار تاریخچهٔ بارگذاری اعمالی به نمونه
- فهرست جوش‌های بحرانی لرزه‌ای
- ناحیهٔ محافظت شده
- نمودار بار اعمالی به نمونه برحسب جابجایی
- نمودار لنگر اعمالی به تیر برحسب زاویهٔ تغییرمکان نسبی طبقه. در این نمودار مقدار لنگر و زاویهٔ تغییرمکان نسبی باید نسبت به محور ستون محاسبه شود.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

- زاویهٔ تغییرمکان نسبی طبقه و زاویهٔ دوران غیر ارتجاعی ایجادشده در نمونه. روش محاسبهٔ زاویهٔ دوران غیر ارتجاعی باید به طور شفاف بیان شود.
- کلیهٔ مشاهدات آزمایش شامل تسلیم، لغزش، ناپایداری، ترک خوردگی و شکست در اعضا و اجزا
- حالت خرابی کنترل کننده رفتار نمونهٔ آزمایش
- نتایج آزمایش‌های تعیین خواص و مشخصات مواد
- دستورالعمل جوشکاری (WPS) و گزارش‌های بازرسی جوش

معیار پذیرش

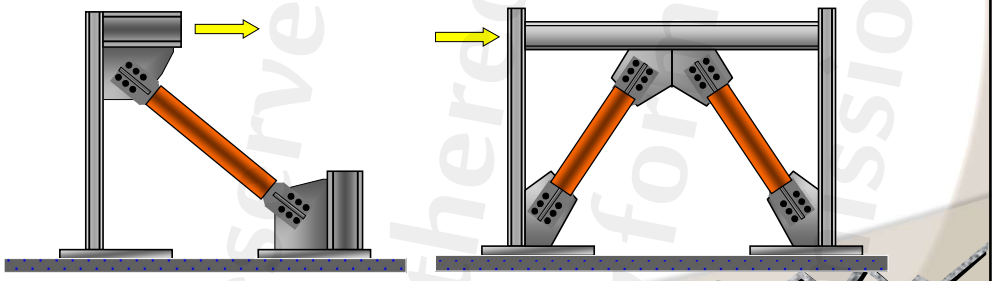
نمونه‌های مورد آزمایش باید حسب مورد الزامات اتصالات قاب‌های خمشی متوسط یا ویژه را مطابق ضوابط بندهای ۱۰-۳-۲-۶ یا ۱۰-۳-۳-۸ اقناع کند. برای این منظور نمونه باید تمام چرخه‌های بارگذاری بند ۱۰-۳-۸-۹ شامل حداقل دو چرخه کامل بار در زاویهٔ تغییرمکان نسبی موردنظر را، بدون آنکه مقاومت بیشتر از ۱۵٪ حداکثر مقاومت کاهش یابد، تحمل نماید. برای تاییدشدن هر نوع اتصال با محدودیت‌های معین ابعادی مطابق ضوابط بند ۱۰-۳-۸-۸ آزمایش دو نمونه ضروری است.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

فصل هشتم

روش تأیید مهاربندهای کمانش‌تاب



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

دامنهٔ کاربرد

در این بخش حداقل ضوابط روش تأیید کفایت مهاربندهای کمانش‌تاب ارائه می‌گردد آزمایش‌هایی که در این بخش به آنها اشاره می‌شود، شامل آزمایش مهاربند کمانش‌تاب تنها و آزمون مهاربند کمانش‌تاب نصب شده در قاب است.

هدف از آزمایش مهاربند کمانش‌تاب تنها، حصول اطمینان از تأمین مقاومت و تغییرشکل غیرالاستیک مهاربند مطابق ضوابط بخش ۱۰-۳-۴-۵ این مبحث است. این آزمایش همچنین حداکثر نیروی مهاربند را به منظور طراحی اجزای مجاور مشخص می‌کند.

هدف از آزمایش مهاربند کمانش‌تاب نصب شده در قاب، حصول اطمینان از طراحی مهاربند در تأمین تغییرشکل موردنیاز و چرخش‌های طراحی است. همچنین این آزمایش‌ها به منظور نشان دادن یکسانی رفتار چرخه‌ای مهاربند نصب شده و تنها است.

نمونهٔ مهاربند کمانش‌تاب نصب شده در قاب

نمونهٔ مهاربند کمانشتاب نصبشده در قاب باید ضوابط زیر را برآورده نماید:

۱- سازوکار تأمین چرخش‌های غیرخطی در نمونهٔ آزمایش و مهاربند اصلی یکسان باشد. تغییرشکل چرخشی قابل حصول در نمونهٔ آزمایش باید مساوی یا بزرگتر از مهاربند اصلی باشد.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

۲- مقاومت تسلیم محوری هستهٔ فولادی مهاربند (P_{ysc}) در نمونهٔ آزمایش نباید کمتر از ۹۰٪ مقاومت تسلیم مهاربند اصلی باشد. مقاومت تسلیم از حاصلضرب سطح مقطع هسته (A_{sc}) در تنش تسلیم آن، حاصل از آزمایش کشش استاندارد به دست می‌آید.

۳- شکل مقطع و وضعیت قرارگیری هستهٔ فولادی در نمونهٔ آزمایش و مهاربند اصلی یکسان باشد.

۴- از روش طراحی مدون و مکتوب یکسانی برای طراحی نمونهٔ آزمایشی و مهاربند اصلی استفاده شود. به این ترتیب امکان مقایسه تغییرشکل‌های چرخشی این نمونه و مهاربند اصلی فراهم می‌شود. در محاسبات پایداری، تیرها، ستون‌ها و ورق‌های اتصال مهاربند، هرکدام باید بخشی از این سیستم در نظر گرفته شوند.

۵- حاشیه ایمنی محاسبه شده برای طراحی اتصال، پایداری هستهٔ فولادی، کمانش کلی و خرابی سایر جزئیات مرتبط اجرایی مهاربند غیر از ورق اتصال مهاربند در مهاربند اصلی، باید مساوی یا بیشتر از نمونهٔ آزمایش باشد.

۶- وضعیت مهار جانبی مهاربند اصلی و نمونهٔ آزمایش یکسان باشد.

۷- نمونهٔ آزمایش و مهاربند اصلی با رویه‌های همسان کنترل کیفیت ساخته شوند.

صفحه ۹۵۵ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

نمونهٔ مهاربند تنها

نمونه مهاربند تنها باید در جزئیات، ساخت و مشخصات مصالح تا حد امکان مشابه مهاربند اصلی باشد. همچنین:

الف) طراحی نمونهٔ مهاربند تنها

از روش طراحی مدون و مکتوب یکسانی در طراحی نمونهٔ آزمایش و مهاربند اصلی استفاده شود. محاسبات طراحی باید حداقل موارد زیر را نشان دهند:

۱- حاشیه ایمنی محاسبه شده برای پایداری کمانش کلی مهاربند اصلی مساوی یا بیشتر از نمونهٔ آزمایش باشد.

۲- حاشیه‌های ایمنی مورداشاره در بند فوق باید تفاوت مشخصات مصالح شامل سختی، تنش تسلیم، تنش نهایی و کرنش نهایی را جبران نمایند.

صفحه ۹۵۶ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

ب) ساخت نمونهٔ آزمایش

نمونهٔ آزمایش و مهاربند اصلی با رویه‌های همسان کنترل کیفیت ساخته شوند.

پ) برای همسان بودن نمونهٔ آزمایش و مهاربند اصلی، نمونهٔ آزمایش باید ضوابط زیر را برآورده نماید:

۱- شکل مقطع و وضعیت قرارگیری هستهٔ فولادی آن با مهاربند اصلی یکسان باشد.

۲- مقاومت جاری شدن محوری هستهٔ فولادی مهاربند (P_{ysc}) کمتر از ۳۰٪ یا بیشتر از ۱۲۰٪ مهاربند اصلی نباشد که این مقاومت از ضرب سطح مقطع هسته (A_{sc}) در تنش تسلیم آن (F_y) حاصل از آزمایش کشش استاندارد به دست می‌آید.

۳- مصالح و روش جداسازی هستهٔ فولادی از سیستم محدودکنندهٔ کمانش در نمونهٔ آزمایش و مهاربند اصلی یکسان باشد.

ت) جزئیات اتصال

جزئیات اتصال نمونهٔ آزمایش باید تا حد امکان نمایندهٔ جزئیات اتصال مهاربند اصلی باشد.

صفحه ۹۵۷ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

ث) مصالح

۱- هستهٔ فولادی: شرایط زیر برای هستهٔ فولادی نمونهٔ آزمایش باید برآورده شود:

- تنش تسلیم مشخصهٔ هستهٔ فولادی نمونهٔ آزمایش و نمونهٔ اصلی باید یکسان باشند
- تنش تسلیم مصالح هستهٔ فولادی حداقل ۹۰٪ تنش تسلیم هستهٔ مهاربند اصلی به دست آمده از آزمایش کشش استاندارد باشد.
- حداقل تنش و کرنش نهایی مشخصهٔ نمونهٔ آزمایش از مهاربند اصلی بیشتر نباشد.

۲- سیستم محدودکنندهٔ کمانش: مصالح مصرفی در سیستم محدودکنندهٔ کمانش در نمونهٔ آزمایش و مهاربند اصلی یکسان باشند.

ج) اتصالات

اتصالات جوشی، پیچی و پینی نمونهٔ آزمایش حتی الامکان مانند مهاربند اصلی باشد.

صفحه ۹۵۸ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

تاریخچه بارگذاری

الف) ضوابط عمومی

نمونهٔ آزمایش باید تحت بارگذاری چرخه‌ای مطابق ضوابط بندهای ۱۰-۳-۹-۴-ب و ۱۰-۳-۹-۴-پ قرار گیرد. به کارگیری پله‌های بارگذاری افزون بر بند ۱۰-۳-۹-۴-پ مجاز است. هر چرخه باید شامل کشش کامل و فشار کامل برای حصول تغییرشکل‌های تجویزی باشند.

ب) کنترل آزمایش

آزمایش باید همراه با کنترل میزان تغییرشکل محوری یا تغییرشکل چرخشی (Δ_b) در نمونهٔ‌آزمایشی، صورت گیرد. به عنوان یک جایگزین، تغییرشکل چرخشی حداکثر را می‌توان با رعایت پروتکل معرفی شده برای تغییرشکل‌های محوری، در طول آزمایش به کار گرفت.

صفحه ۹۵۹ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

پ) توالی بارگذاری

بارگذاری باید به منظور ایجاد تغییرشکل‌های زیر بر نمونه اعمال شود که در آن تغییرشکل، همان تغییرشکل محوری هستهٔ فولادی نمونهٔ آزمایش و تغییرشکل چرخشی موردنیاز برای آزمایش نمونهٔ مهاربند نصب شده در قاب است:

2 cycles at:	$\Delta_b = \pm \Delta_{by}$
2 cycles at:	$\Delta_b = \pm 0.5\, \Delta_{bm}$
2 cycles at:	$\Delta_b = \pm 1.0\, \Delta_{bm}$
2 cycles at:	$\Delta_b = \pm 1.5\, \Delta_{bm}$
2 cycles at:	$\Delta_b = \pm 2.0\, \Delta_{bm}$

Continue with additional cycles at $\Delta_b = \pm 1.5\, \Delta_{bm}$ for the *brace test specimen* to achieve cumulative axial deformation at least 200 times Δ_{by} (not required for subassemblage test specimen)

که در آن، Δ_{bm} میزان تغییرشکل متناظر با تغییرمکان جانبی طراحی طبقه، Δ_{by} میزان تغییرشکل در اولین جاری شدن نمونه

صفحه ۹۶۰ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

تبصره: تغییرمکان جانبی طراحی طبقه برای محاسبه Δ_{bm} نباید کمتر از یک درصد ارتفاع طبقه منظور شود. وقتیکه مقادیر حداکثر و مقدار تجمعی تغییرشکل‌های غیر ارتجاعی در آزمایش، به نحو قابل اثباتی مساوی یا بیشتر از توالی فوق باشد، می‌توان برای آزمایش تائید کفایت از توالی بارگذاری متفاوت با مقادیر توصیه شدهٔ فوق استفاده کرد.

ابزار

ابزار کافی به منظور اندازه‌گیری یا محاسبه خروجی‌های آزمایش خواسته شده دربند ۱۰-۳-۹-۷ باید پیش‌بینی شود.

ضوابط آزمایش مصالح

الف) ضوابط آزمایش کشش

آزمایش کشش باید روی نمونه‌های اخذشده از همان فولاد مورد استفاده برای ساخت هستهٔ فولادی انجام شود. از نتایج آزمایش کشش تأییدشده، می‌توان در گزارشهای آزمایش مصالح استفاده کرد، ولی آنها را نمی‌توان جایگزین آزمایش‌های کشش موردنیاز این بخش نمود. نتایج آزمایش کشش باید مطابق ضوابط بند ۱۰-۳-۹-۶-ب باشند.

ب) روش‌های آزمایش کشش

آزمایش کشش باید مطابق ASTM A6، ASTM A370 و ASTM E8 با در نظر گرفتن استثنائات زیر انجام شود:

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

- تنش تسلیم، براساس تنش تسلیم تعریف شده در ASTM A370 گزارش می‌شود که در آن از روش تصویر کردن در کرنش 0.002 استفاده می‌گردد.
- نرخ بارگذاری در آزمایش کشش تا حد امکان مانند نرخ بارگذاری نمونهٔ آزمایش مهاربند باشد.
- برش و آماده سازی نمونهٔ آزمایش کشش باید به نحوی انجام شود که محور طولی آن، موازی محور طولی هستهٔ فولادی مهاربند باشد.

ضوابط ارائه گزارش آزمایش

برای هر نمونهٔ آزمایش، یک گزارش مکتوب که شرایط این بخش را برآورده کند، باید تهیه شود. این گزارش باید تمامی مشخصات نمونه و نتایج آزمایش را در بر گیرد و شامل اطلاعات زیر باشد:

۱- نقشه یا شرح کامل نمونهٔ آزمایش، شامل ابعاد اصلی، شرایط مرزی در نقاط بارگذاری و نقاط تکیه‌گاهی و موقعیت مهارهای جانبی، در صورت وجود.

۲- نقشه‌ای از جزئیات اتصال که در آن اندازه اعضا، نوع فولاد، ابعاد تمامی اجزای اتصال، مشخصات جوشکاری شامل نوع الکترود مصرفی، اندازه و موقعیت سوراخهای پیچ یا پین، اندازه و نوع اتصال‌دهنده‌ها و سایر جزئیات اتصال، مشخص شده باشد.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

۳- فهرستی از سایر متغیرهای ضروری معرفی شده در بخش‌های ۱۰-۳-۹-۲ و ۱۰-۳-۹-۳ در صورت اطلاق.

۴- فهرست یا نموداری که تاریخچهٔ بارگذاری یا تغییرشکل اعمالی را نشان دهد.

۵- نموداری که بارهای اعمال شده را در برابر تغییرشکل‌های حاصله (Δ_b) نشان دهد. روش تعیین تغییرشکل باید به روشنی معرفی شود و نقاطی که بارگذاری و تغییرشکل بر روی نمونه اندازه‌گیری شده‌اند به روشنی معرفی شود.

۶- فهرستی از ترتیب زمانی مشاهدات حائز اهمیت حین آزمایش، شامل مشاهده جاری شدن، لغزش، ناپایداری، جابجایی جانبی نسبت به محور اثر نیرو در طول نمونه‌ها و شکست هر یک از اجزای نمونه و اتصالات آن، در صورت وقوع.

۷- نتایج آزمایش‌های نمونه‌های مصالح مطابق مورد ۱۰-۳-۹-۶

۸- رویه‌های کنترل کیفیت ساخت (QC) و برنامهٔ تضمین کیفیت (QA) استفاده شده در ساخت نمونه‌های آزمایش. این موارد باید شامل مشخصات رویه‌های جوشکاری (WPS) و گزارش‌های بازرسی جوش باشد.

تبصره: نقشه‌ها و اطلاعات تکمیلی و بحث بیشتر راجع به نمونه‌های آزمایش یا نتایج آزمایش می‌تواند در بخشی از گزارش آزمایش ارائه گردد.

صفحه ۹۶۳ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

معیار پذیرش

حداقل یک آزمایش نمونهٔ نصب شده در قاب که ضوابط بند ۱۰-۳-۹-۲ را برآورده نماید، باید برای هر تیپ مهاربند انجام پذیرد.

حداقل یک آزمایش نمونهٔ مهاربند تنها که ضوابط بخش ۱۰-۳-۹-۳ را برآورده نماید، برای هر تیپ مهاربند باید انجام شود.

در بازهٔ پروتکل آزمایش، همهٔ نمونه‌ها باید ضوابط زیر را برآورده کنند:

۱- نمودار تاریخچهٔ نیروی اعمالی نسبت به تغییرمکان باید نشان دهندهٔ رفتار پایدار و قابل تکرار همراه با سختی افزاینده مثبت باشد

۲- نباید شکست و ناپایداری مهاربند یا خرابی در بخش متصل شوندهٔ انتهایی در نمونهٔ آزمایشی مهاربند رخ دهد.

۳- در آزمایش نمونه‌های مهاربند تنها، در هر چرخه با تغییرشکل بیش از Δ_{by} حداکثر نیروی کششی و فشاری نباید کمتر از مقاومت اسمی هستهٔ مهاربند باشد.

۴- در آزمایش نمونه‌های مهاربند تنها، در هر چرخه با تغییرشکل بیش از Δ_{by} نسبت حداکثر نیروی فشاری به حداکثر نیروی کششی نباید از 1.5 بیشتر باشد.

صفحه ۹۶۴ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

Acceptance Criteria for Test Specimens:

- No fracture, brace instability or brace end connection failure
- Positive incremental stiffness (no strength degradation)
- For Brace Test Specimen:
  - $T_{max} \geq P_{ysc}$ and $C_{max} \geq P_{ysc}$
  - $C_{max} \leq 1.5\, T_{max}$

صفحه ۹۶۵ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission