

Copyright© M.Alirezaei
All rights reserved.
M.Alirezaei@iiees.ac.ir
www.M-Alirezaei.com

بر اساس ویرایش ۹۹ مبحث نهم

سیستم‌های مقاوم بتن آرمه

Concrete Buildings Structural Design

مدرس: مهدی علیرضایی

دکترای عمران - زلزله، دانش آموخته از دانشگاه تهران، فارغ التحصیل از رشته مهندسی زلزله



WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

www.M-Alirezaei.com

کانال تلگرام

[@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

[m-alirezaei.com](https://www.m-alirezaei.com)

mehdi alirezaei

Email: M.Alirezaei@iiees.ac.ir
Telegram ID: @MehdiAlirezaei
Telegram Channel: @AlirezaeiChannel
Instagram ID: @Mehdi_Alirezaei
Web: www.M-Alirezaei.com

مهدی علیرضایی
Assistant Professor of Earthquake Engineering

خانه | سوالات متداول | معرفی | فروشگاه | آموزش

معرفی

دکترای مهندسی عمران - گرایش زلزله، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله ۱۳۹۵
کارشناس ارشد مهندسی عمران - گرایش زلزله - دانشگاه تربیت مدرس تهران ۱۳۸۸
کارشناس مهندسی عمران - ساختمان از دانشگاه شهید چمران اهواز ۱۳۸۵
ناظر عالی پروژه‌های ساختمانی و صنعتی

۲ 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](https://t.me/AlirezaeiChannel)

نسخه انتشار: زمستان ۹۹ Version: 2.0

این جزوه برای استفاده در کلاس‌های طراحی ساختمان‌های بتنی و مباحث مرتبط تهیه شده است و استفاده تنها از آن، ممکن است چندان گویا نباشد.

این جزوه به مرور تکمیل خواهد شد.

سعی شده در این جزوه مباحث مهم در ارتباط با طراحی براساس ساختمان‌های بتنی 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](https://t.me/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](https://t.me/AlirezaeiChannel)



برای دریافت آخرین نسخه از آموزش‌ها می‌توانید عضو کانال تلگرامی [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel) شوید.

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

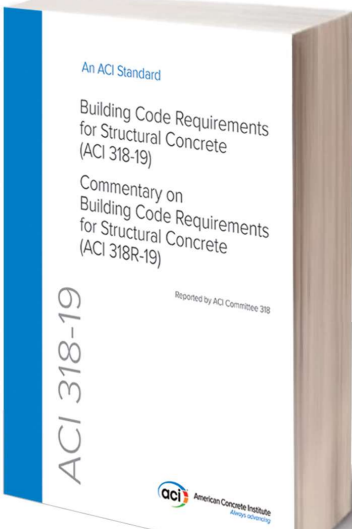
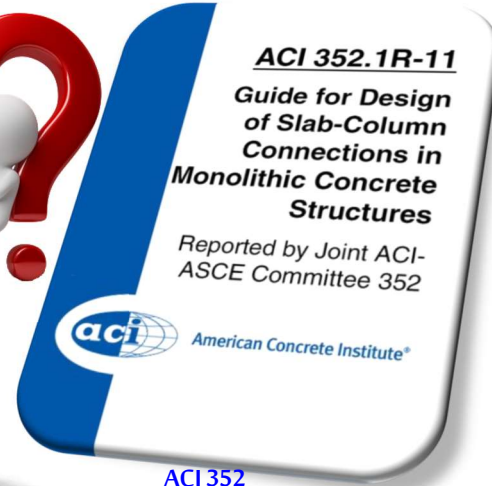
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

چند تبدیل واحد مهم

طول	1 m = 3.2808 ft = 1.0936 yd	1 m = 3.2808 ft = 1.0936 yd
	1 cm = 0.3937 in.	1 in. = 2.54 cm
	1 in. = 2.54 cm	1 mile = 0.869 nautical mile = 1.6093 km
مساحت	1 m ² = 10.7643 ft ²	1 ft ² = 0.0929 m ²
	1 km ² = 0.3861 mi ²	1 mi ² = 2.59 km ²
حجم	1 L = 0.2642 gal	1 gal = 4 qt = 3.7854 L
	1 ml = 1 cm ³	1 ft ³ = 7.481 gal = 28.32 L
جرم	1 g = 0.0353 oz	1 oz = 28.3495 g
	1 kg = 2.2046 lb	1 lb = 0.4536 kg
نیرو	1 lb = 0.4536 kg	1 lbf = 4.4482 N

صفحه ۵ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

ACI 318-19 Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary

ACI 352 Slab-Column Connections in Monolithic Concrete Structures

صفحه ۶ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

Subject 6

American Society of Civil Engineers,
Minimum Design Loads for Buildings and
Other Structures (ASCE7-16)



The image shows two book covers side-by-side. On the left is a green book with Persian text: 'مقررات ملی ساختمان' (National Building Regulations) and 'بارهای وارد بر ساختمان' (Loads on Buildings), dated 1398. On the right is a blue and green book titled 'Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures' (ASCE 7-16). A white 3D figure stands between them, leaning against a large red question mark. A wavy line connects the two books, suggesting a comparison or relationship.

صفحه ۷ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)



The image shows two book covers side-by-side. On the left is 'Design of Concrete Structures' by Arthur H. Nilson, David Darwin, and Charles W. Dolan, Fourteenth Edition. On the right is 'SEISMIC DESIGN of REINFORCED CONCRETE and MASONRY BUILDINGS' by T. Paulay and M.J.N. Priestley. A white 3D figure stands between them, leaning against a large red question mark. A plus sign is placed below the books, indicating a comparison or combination of the two.

Design of Concrete Structures Nilson Book

Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings :Thomas Paulay, M. J. N. Priestley

صفحه ۸ 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:

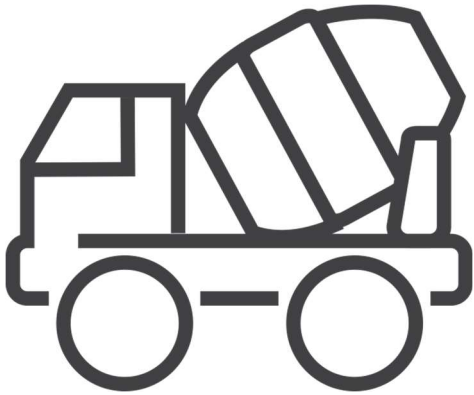
- ۱- آشنایی با اصول تحلیل سازه‌ها و مقاومت مصالح
- ۲- اصول طراحی سازه‌های بتن آرمه در حد مقطع کارشناسی
- ۳- آشنایی با بارگذاری لرزه‌ای سازه‌ها

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

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

فصل اول

کلیات



۱۱ 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](https://t.me/AlirezaeiChannel)

در نهایت بعد از چند سال، ویرایش جدید مبحث نهم تهیه و ابلاغ شد. ویرایش ۹۹ مبحث نهم دارای تغییرات عمده‌ای نسبت به ویرایش قبلی است.

به سبب اینکه ویرایش قبلی براساس آیین نامه کانادا نگارش یافته بود، در برخی موارد طراح دچار ابهاماتی می‌شد که خوشبختانه این مشکل در ویرایش جدید از بین رفته و تا حدود زیادی مباحث آن با به روزترین مباحث طرح سازه‌های بتنی و ACI318-19 منطبق شده است.



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

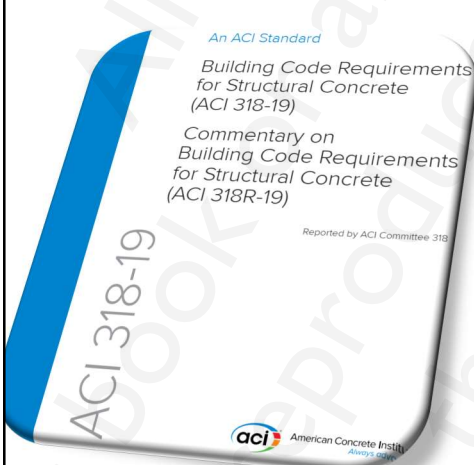
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

یک سازه بتنی را می‌توان به اجزای زیر تقسیم نمود:

- ۱- تیرها (Beams): المان‌های افقی که بارهای جانبی و ثقلی را تحمل می‌کنند.
- ۲- دال‌ها (Slabs): المان‌های صفحه‌ای افقی که بارهای ثقلی را تحمل می‌کنند.
- ۳- ستون‌ها (Columns): المان‌های قائم که عموماً تحت نیروی محوری و لنگر خمشی ناشی از بارهای ثقلی و جانبی هستند.
- ۴- دیوارها (Walls): المان‌های صفحه‌ای قائم که عموماً بارهای جانبی را تحمل می‌کنند.
- ۵- پی (foundations): المان‌های نواری یا گسترده که برای انتقال بارهای تحمیل شده از طرف دیوار یا ستون به خاک بکار برده می‌شوند.

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

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



آیین‌نامه بتن آمریکا بنام ACI یکی از مهمترین و پر کاربردترین آیین‌نامه‌ها برای طراحی سازه‌های بتنی در سطح جهان می‌باشد. این آیین‌نامه بصورت آماده در نرم‌افزار ETABS نسخه‌های ۲۰۱۵ و بالاتر جای گرفته است. در حال حاضر آخرین نسخه این آیین‌نامه مربوط به سال ۲۰۱۹ است. نسخه ۲۰۱۹ این آیین‌نامه میراث دار ACI 318-71 است. بعد از آن نه ویرایش در سال‌های ۱۹۷۷، ۱۹۸۳، ۱۹۸۹، ۱۹۹۵، ۱۹۹۹، ۲۰۰۲، ۲۰۰۵، ۲۰۰۸ و ۲۰۱۱ برای آن انجام شد. ویرایش بعدی این آیین‌نامه که در سال ۲۰۱۴ انجام شد به لحاظ پیکربندی مطالب، تغییرات عمده‌ای داشت. نسخه ۲۰۱۹ تا حدود زیادی به مانند نسخه ۲۰۱۴ است.

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

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

تغییر پیکربندی آیین‌نامه از رفتار محور به عضو محور

ویرایش‌های قبل مبحث نهم براساس رفتار محور نگارش می‌شدند. یعنی مثلا یک فصل مربوط به خمش بود، یک فصل مربوط به برش و ... اما در ویرایش ۹۹، پیکربندی آیین‌نامه براساس عضو محور است. مثلا یک فصل برای تیرها، یک فصل برای ستون‌ها و ...

از سال ۲۰۱۴ نگارش آیین‌نامه ACI براساس عضو محور شد که تقریبا همان پیکربندی در ویرایش جدید مبحث نهم حفظ شده است.

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission صفحه ۱۵

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

در جدول زیر، مقایسه فصل‌های مبحث نهم ویرایش ۹۲ و ۹۹ صورت گرفته است.

مبحث نهم ۹۲		مبحث نهم ۹۹	
توصیف	عنوان فصل	توصیف	عنوان فصل
مقدمات	۱- کلیات	۱- کلیات	۱- کلیات
	۲- شرایط کلی ارائه و تائید مدارک فنی و مستندسازی	۲- علائم و تعاریف	۲- علائم و تعاریف
	۳- مصالح و اجزای بتن	۳- مشخصات مکانیکی بتن	۳- مشخصات مکانیکی بتن
	۴- میلگردهای مصرفی	۴- مشخصات آرماتورها	۴- مشخصات آرماتورها
	۵- مقاومت بتن	۵- الزامات سیستم‌های سازه‌ای	۵- الزامات سیستم‌های سازه‌ای
	۶- پایایی (دوام) بتن و میلگردهای فولادی	۶- تحلیل سیستم‌ها	۶- تحلیل سیستم‌ها
	۷- اجرای بتن	۷- ضریب‌های بار و ترکیب‌های بارگذاری - ضریب‌های کاهش مقاومت	۷- ضریب‌های بار و ترکیب‌های بارگذاری - ضریب‌های کاهش مقاومت
	۸- اجرای بتن در شرایط غیر متعارف	۸- ارزیابی مقاومت مقطع در خمش، بارمحوری، برش، پیچش و برش اصطکاک	۸- ارزیابی مقاومت مقطع در خمش، بارمحوری، برش، پیچش و برش اصطکاک
	۹- بتن‌های ویژه		
	۱۰- ارزیابی و کنترل کیفیت و بازرسی بتن و مصالح مصرفی		

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission صفحه ۱۶

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

در جدول زیر، مقایسه فصل‌های مبحث نهم ویرایش ۹۲ و ۹۹ صورت گرفته است.

مبحث نهم ۹۲		مبحث نهم ۹۹	
توصیف	عنوان فصل	توصیف	عنوان فصل
ابزار	۱۱- ضوابط فولادگذاری	۹- دال‌های یک طرفه	
مصارف و ساخت	۱۲- ضوابط قالب بندی در بتن، لوله‌ها و مجراهای مدفون و درزهای بتن	۱۰- دال‌های دو طرفه	
دیگر	۱۳- اصول تحلیل و طراحی	۱۱- تیرها	
	۱۴- خمش و بارهای محوری	۱۲- ستون‌ها	
رفتار محور	۱۵- برش و پیچش	۱۳- دیوارها	
	۱۶- اثر لاغری و کماتش	۱۴- دیافراگم‌ها	
	۱۷- تغییرشکل و ترک‌خوردگی	۱۵- شالوده‌های بتن‌آرمه	
	۱۸- طراحی دال	۱۶- ناحیه اتصال تیر به ستون و دال به ستون	
عضو محور	۱۹- طراحی دیوار	۱۷- اتصالات اعضای سازه ای به یکدیگر	
	۲۰- طراحی شالوده	۱۸- مهار به بتن	
اتصالات	۲۱- مهار و وصله آرماتور	۱۹- الزامات بهره برداری	

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

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

در جدول زیر، مقایسه فصل‌های مبحث نهم ویرایش ۹۲ و ۹۹ صورت گرفته است.

مبحث نهم ۹۲		مبحث نهم ۹۹	
توصیف	عنوان فصل	توصیف	عنوان فصل
دیگر	۲۲- ضوابط ویژه طراحی در برابر آتش‌سوزی	دیگر	۲۰- ضوابط ویژه برای طراحی در برابر زلزله
	۲۳- ضوابط ویژه برای طراحی در برابر زلزله	ابزار	۲۱- جزئیات آرماتورگذاری
ابزار	۲۴- طرح و محاسبه قطعات بتن پیش تنیده	ساخت	۲۲- مدارک طرح، الزامات ساخت و نظارت
		دیگر	۲۳- ارزیابی مقاومت سازه های موجود
		مصارف و ساخت	پیوست ۱- دوام بتن و آرماتور
		دیگر	پیوست ۲- طراحی در برابر آتش
		ابزار	پیوست ۳- روش خرابایی (روش بست و بند)

برخی موارد در مبحث نهم ۹۹، بصورت جدید اضافه شده است. مثلا فصل طراحی دیافراگم و سه پیوست در انتها که قبلا وجود نداشت.

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

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

حذف عمده مطالب مرتبط با تکنولوژی بتن از ویرایش جدید

در ویرایش ۹۹ مبحث نهم عمده مطالب مربوط به تکنولوژی بتن از آن حذف و به آبا واگذار شده است.

تکنولوژی بتن مبحث نهم



آیین نامه بتن ایران
جلد اول
تحلیل و طراحی

آیین نامه بتن ایران
جلد دوم
مصالح و اجرا
حدود ۳۰۰ صفحه

۱۹ 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](https://t.me/AlirezaeiChannel)

مزایای سازه بتنی:

- ۱- مقاومت فشاری خوب
- ۲- مقاوم در برابر آتش
- ۳- عمر بالا
- ۴- مصالح اقتصادی نسبت به فولاد
- ۵- به هر شکلی در می آید.

معایب سازه بتنی:

- ۱- مقاومت کششی پایین
- ۲- نیاز به مخلوط کردن و عمل آوری دارد.
- ۳- نیاز به قالب بندی دارند.
- ۴- مقاومت فشاری کمتر نسبت به فولاد
- ۵- ایجاد ترک و خزش در مقاطع

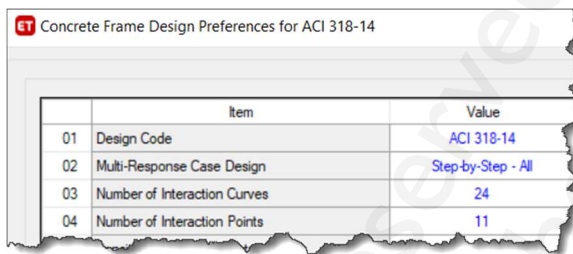
۲۰ صفحه This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

کاربرد راحت تر و فهم بهتر

در ویرایش ۹۹ مبحث نهم شکل‌هایی جهت فهم بهتر مطالب به نقل از ACI 318-19 ترسیم شده که بیان مفهوم بندهای متن را راحت تر می‌کند.

همچنین با توجه به اینکه برنامه ETABS از آیین نامه ACI 318-14 پشتیبانی می‌کند و این برنامه در کشور بیشتر مورد استفاده قرار می‌گیرد، کنترل‌های ضوابط خیلی راحت تر و یکپارچه تر شده است. مثلاً برنامه وقتی آیین نامه کانادا مورد استفاده قرار گیرد، پیش‌تیرها را کنترل نمی‌کند.



Concrete Frame Design Preferences for ACI 318-14

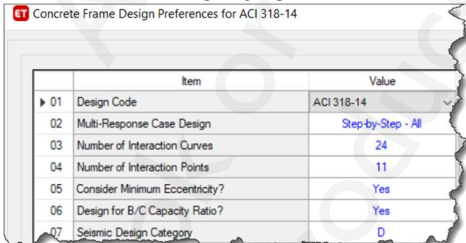
Item	Value
01 Design Code	ACI 318-14
02 Multi-Response Case Design	Step-by-Step - All
03 Number of Interaction Curves	24
04 Number of Interaction Points	11

۲۱ 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](https://t.me/AlirezaeiChannel)

از چه نسخه ای از ETABS استفاده کنیم که ضوابط جدید را پوشش دهد؟

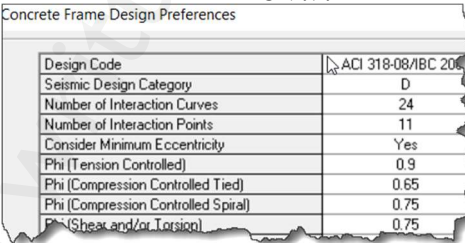
ETABS 2018



Concrete Frame Design Preferences for ACI 318-14

Item	Value
01 Design Code	ACI 318-14
02 Multi-Response Case Design	Step-by-Step - All
03 Number of Interaction Curves	24
04 Number of Interaction Points	11
05 Consider Minimum Eccentricity?	Yes
06 Design for B/C Capacity Ratio?	Yes
07 Seismic Design Category	D

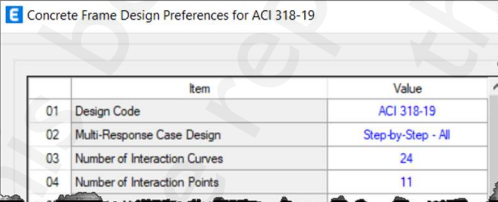
ETABS 9.7.4



Concrete Frame Design Preferences

Design Code	ACI 318-08/IBC 2006
Seismic Design Category	D
Number of Interaction Curves	24
Number of Interaction Points	11
Consider Minimum Eccentricity	Yes
Phi (Tension Controlled)	0.9
Phi (Compression Controlled Tied)	0.65
Phi (Compression Controlled Spiral)	0.75
Phi (Shear and/or Torsion)	0.75

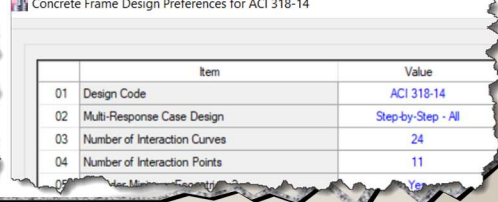
ETABS 2019



Concrete Frame Design Preferences for ACI 318-19

Item	Value
01 Design Code	ACI 318-19
02 Multi-Response Case Design	Step-by-Step - All
03 Number of Interaction Curves	24
04 Number of Interaction Points	11

ETABS 2016



Concrete Frame Design Preferences for ACI 318-14

Item	Value
01 Design Code	ACI 318-14
02 Multi-Response Case Design	Step-by-Step - All
03 Number of Interaction Curves	24
04 Number of Interaction Points	11
05 Consider Minimum Eccentricity	Yes

۲۲ 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](https://t.me/AlirezaeiChannel)

فصل دوم

مشخصات بتن و فولاد



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](https://t.me/AlirezaeiChannel)

مشخصات بتن

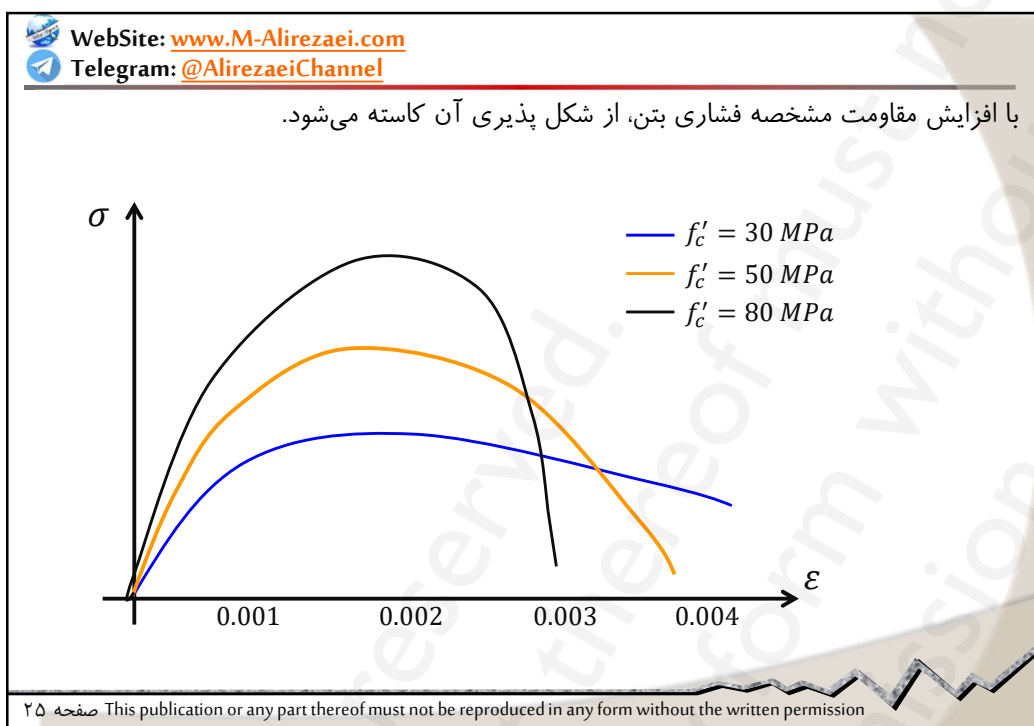
۱- مقاومت فشاری (Compressive strength):

مقاومت فشاری یکی از مهمترین خواص بتن است. بصورت مقاومت فشاری نمونه استوانه‌ای شکل به ارتفاع ۳۰ و قطر ۱۵ در سن ۲۸ روز گفته می‌شود. گاهی اوقات از نمونه‌های مکعبی ۱۵ یا ۱۰ سانتیمتری نیز استفاده می‌شود.



مقاومت فشاری مشخصه بتن، مقاومتی است که حداکثر ۵٪ تمام مقاومت‌های اندازه‌گیری شده در نمونه‌های استاندارد، براساس آزمایش‌های ۲۸ روزه، از آن کمتر باشد.

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



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

حذف نمونه های مکعبی برای بتن در مبحث نهم جدید

مبحث نهم ویرایش ۹۲: نمونه گیری از بتن با دو قالب استوانه‌ای و مکعبی انجام می‌شود. در نمونه استوانه‌ای ارتفاع، ۲ برابر قطر است. از نظر آیین‌نامه، نمونه استوانه‌ای ۱۵۰×۳۰۰ mm، استاندارد است.

نمونه‌های استوانه‌ای: ۱۰۰×۲۰۰ – ۱۵۰×۳۰۰ – ۲۰۰×۴۰۰ – ۲۵۰×۵۰۰ – ۳۰۰×۶۰۰

نمونه‌های مکعبی: ۱۰۰ – ۱۵۰ – ۲۰۰ – ۲۵۰ – ۳۰۰

مبحث نهم ویرایش ۹۹: طبق بند ۹-۳-۱ مقاومت فشاری مشخصه بتن، f'_c بر اساس آزمایش‌های ۲۸ روزه بر روی حداقل دو نمونه‌ی استوانه‌ای به قطر ۱۵۰ و ارتفاع ۳۰۰ میلی‌متر یا حداقل سه نمونه‌ی استوانه‌ای به قطر ۱۰۰ و ارتفاع ۲۰۰ میلی‌متر تعیین شود.

صفحه ۲۶ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

تبدیل مقاومت بین نمونه‌های مکعبی و استوانه‌ای:

برای تبدیل مقاومت نمونه‌های استوانه‌ای به یکدیگر از جدول زیر استفاده می‌شود:

a×2a	100×200	150×300	200×400	250×500	300×600
r ₁	1.02	1.0	0.97	0.95	0.91

برای تبدیل مقاومت نمونه‌های مکعبی به یکدیگر نیز از جدول زیر استفاده می‌شود:

b	100	150	200	250	300
r ₂	1.05	1.0	1.0	0.95	0.9

برای تبدیل مقاومت نمونه‌های مکعبی به بعد 200 mm به نمونه‌های استوانه‌ای استاندارد، از جدول زیر استفاده می‌شود:

مقاومت نمونه مکعبی (MPa)	≤25	30	35	40	45	50	55
r ₃	1.25	1.2	1.17	1.14	1.13	1.11	1.1
مقاومت نمونه استوانه‌ای (MPa)	1.25	25	30	35	40	45	50

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

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

برای تبدیل مقاومت نمونه بتنی از روند زیر استفاده می‌شود:

- نمونه استوانه‌ای غیر استاندارد
- نمونه استوانه‌ای استاندارد 150x300
- نمونه مکعبی با بعد 200
- نمونه مکعبی با بعد دلخواه

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

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/@AlirezaeiChannel)

مثال) در صورتی که مقاومت فشاری ۲۸ روزه یک نمونه مکعبی به ابعاد ۳۰۰ میلیمتر برابر ۲۷ Mpa باشد، مقاومت ۲۸ روزه نظیر یک نمونه استوانه‌ای ۲۵۰×۵۰۰ چقدر است؟

(۱) ابتدا نمونه مکعبی غیراستاندارد را به استاندارد تبدیل میکنیم. با استفاده از ضریب r_2 داریم:

$$\frac{27}{0.90} = 30 \text{ MPa}$$

تبدیل مقاومت مکعبی استاندارد ۲۰۰ به استوانه‌ای استاندارد: با استفاده از جدول برای مقاومت ۳۰ مگاپاسکال نمونه مکعبی، مقدار مقاومت استوانه‌ای استاندارد برابر ۲۵ مگاپاسکال است.

(۲) تبدیل مقاومت استوانه‌ای استاندارد به نمونه استوانه‌ای ۲۵۰×۵۰۰: با استفاده از ضریب r_1 داریم:

$$250 \times 500 \text{ مقاومت نمونه استوانه‌ای} = 0.95 \times 25 = 23.75 \text{ MPa}$$

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

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/@AlirezaeiChannel)

مثال) در صورتی که مقاومت فشاری ۲۸ روزه یک نمونه استوانه‌ای استاندارد ۳۵ مگاپاسکال است. مقاومت فشاری نمونه مکعبی به ابعاد ۲۵۰ میلیمتر چقدر است؟

(۱) ابتدا نمونه استوانه‌ای استاندارد را به مکعبی با بعد ۲۰۰ تبدیل میکنیم. با استفاده از ضریب r_3 یا جدول مربوطه، مقدار مقاومت نمونه مکعبی با بعد ۲۰۰ برابر ۴۰ مگاپاسکال خواهد شد.

(۲) تبدیل مقاومت مکعبی استاندارد ۲۰۰ به مکعبی با بعد ۲۵۰ میلیمتر: با استفاده از ضریب r_2 داریم:

$$250 \text{ مقاومت نمونه مکعبی} = 0.95 \times 40 = 38 \text{ MPa}$$

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

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

تأثیر نوع سیمان بر مقاومت فشاری بتن:

سیمان نوع ۱ در سن ۲۸ روز به عنوان مبنا قرار می‌گیرد:

نوع سیمان	مقاومت فشاری			
	۱ روز	۷ روز	۲۸ روز	۹۰ روز
سیمان نوع I	0.3	0.66	1.0	1.2
سیمان نوع II	0.23	0.56	0.9	1.2
سیمان نوع III	0.57	0.79	1.1	1.2
سیمان نوع IV	0.17	0.43	0.75	1.2
سیمان نوع V	0.2	0.5	0.85	1.2

مثلا با استفاده از جدول فوق، مقاومت ۷ روز بتن ساخته شده از سیمان نوع ۲ حدود 0.56 برابر مقاومت ۲۸ روز بتن با سیمان نوع ۱ در سن ۲۸ روز است.

مقاومت ۹۰ روز بتن برای تمام بتن‌ها 1.2 برابر مقاومت بتن با سیمان نوع یک است.

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

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

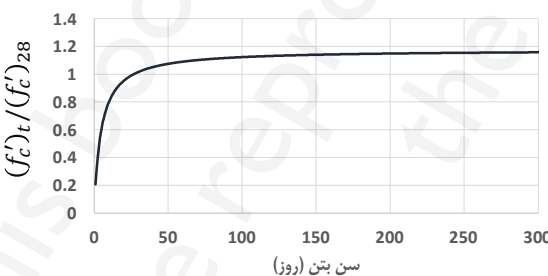
مقاومت بتن در برابر زمان:

مقدار مقاومت مشخصه بتن را می‌توان با رابطه زیر در هر زمان بدست آورد:

$$(f'_c)_t = \frac{t}{a + \beta t} (f'_c)_{28}$$

که در رابطه فوق، $(f'_c)_t$ مقاومت بتن در زمان t ، $(f'_c)_{28}$ مقاومت مشخصه بتن در سن ۲۸ روزگی، t زمان بر حسب روز، a و β ثابت‌هایی هستند، که به نوع عمل‌آوری بتن و نوع سیمان وابسته هستند. برای عمل‌آوری با رطوبت و نوع سیمان I، مقدار $a=4.0$ و مقدار $\beta=0.85$ است.

مقاومت بتن در سال ۱۰ سالگی چقدر است؟



$$\frac{(f'_c)_t}{(f'_c)_{28}} = \frac{10 \times 365}{4 + 0.85(10 \times 365)} = 1.17$$

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

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

مراحل گام به گام ارزیابی مقاومت بتن ساخته شده:

مبحث نهم ویرایش ۹۲: اگر x_1 , x_2 و x_3 نتایج سه نمونه برداری متوالی باشند:

گام یک: چنانچه تمام آزمایش‌ها مقاومت بیشتری از مقاومت فشاری مورد نظر در محاسبات داشتند، بتن قابل قبول تلقی می‌شود.

$$x_{min} = \min(x_1, x_2, x_3) \geq f'_c$$

در صورت عدم تحقق رابطه فوق، گام دوم بررسی می‌شود.

گام دوم: اگر هر دو رابطه زیر همزمان برقرار باشند، بتن قابل قبول است:

$$x_m = \frac{x_1 + x_2 + x_3}{3} \geq f'_c + 1.5 \text{ Mpa}$$

در صورت عدم تحقق به گام سوم بروید.

$$x_{min} \geq f'_c - 4 \text{ Mpa}$$

گام سوم: اگر هر دو یا یکی از دو رابطه زیر برقرار باشد، بتن غیرقابل قبول شناخته می‌شود، در غیراینصورت بتن عدم پذیرش قطعی شناخته می‌شود:

$$x_{min} < f'_c - 4 \text{ Mpa}$$

$$x_m = \frac{x_1 + x_2 + x_3}{3} < f'_c$$

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission صفحه ۳۳

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

مبحث نهم ویرایش ۹۹: طبق بند ۹-۲۲-۱۱-۳ داریم:

الف) نمونه گیری از بتن باید مطابق استاندارد ملی شماره ۱-۳۲۰۱ باشد. ساخت و عمل آوری آزمونه‌های بتنی در کارگاه باید مطابق استاندارد ملی شماره ۵-۳۲۰ یا ۲-۱۶۰۸ و آزمایش آنها مطابق استاندارد ۳-۱۶۰۸ یا ۴۸-۶۰ باشند.

ب) مقاومت فشاری بتن هنگامی قابل قبول است که شرایط (۱) و (۲) زیر برقرار باشند:

- ۱- میانگین مقاومت هر سه نمونه متوالی برابر یا بیشتر از f'_c باشد.
- ۲- مقاومت هیچ یک از نمونه‌ها کمتر از $0.9f'_c$ نباشد.

پ- در مواردی که تنها شرط زیر بند (۱) از بند "ب" بالا برآورده نشود، می‌توان بتن را از نظر سازه‌ای پذیرفت؛ ولی چنان چه شرط زیر بند (۲) از بند "ب" بالا برآورده نشود، باید اقداماتی به عمل آیند تا میانگین نتایج مقاومت در آزمایش‌های بعدی افزایش یابد.

ت- در مواردی که شرط زیر بند (۲) از بند "ب" بالا برآورده نشود، باید الزامات بررسی نتایج بتن کم مقاومت، موضوع بند ۹-۲۲-۱۱-۴ به اجرا گذاشته شوند.

ث- در مواردی که از آزمونه‌های مکعبی به ابعاد ۱۵۰ یا ۱۰۰ میلی‌متر برای تعیین مقاومت فشاری استفاده می‌شود، می‌توان طبق ضوابط ارایه شده در آئین نامه (آبا) این نتایج را به نتایج استوانه‌ای تبدیل نمود.

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission صفحه ۳۴

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

مثال مقاومت ۷ روزه بتن ساخته شده با سیمان نوع ۲، حدوداً چند برابر مقاومت ۷ روزه بتن ساخته شده با سیمان نوع پنج است؟

$$= \frac{0.56}{0.5} = 1.12$$

مثال مقاومت فشاری ۲۸ روزه یک نمونه با سیمان نوع ۲ برابر ۲۵ مگاپاسکال است. اگر بخواهیم پس از گذشت یک روز از زمان بتن ریزی به مقاومت ۱۵ مگاپاسکال برسیم، باید از چه نوع سیمانی استفاده شود؟ ابتدا به مقاومت سیمان نوع ۱ تبدیل میشود:

$$= \frac{25}{0.9} = 27.7$$

حال اگر از سیمان نوع ۳ استفاده شود، برای یک روزه داریم:

$$27.7 \times 0.57 = 15.8 > 15 \text{ MPa} \quad Ok$$

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission صفحه ۳۵

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

ضوابطی برای حداقل مقاومت فشاری بتن براساس مبحث نهم

* مبحث نهم برای مقاومت فشاری بتن محدودیتهایی به صورت زیر قرار داده است:

- ۱- مقدار حداقل و حداکثر مقاومت مشخصه بتن باید بین ۲۰ تا ۵۰ مگاپاسکال باشد.
$$20 \text{ MPa} \leq f'_c \leq 50 \text{ MPa}$$
- ۲- در سازه بلندتر از ۲۰ طبقه از روی شالوده به شرط پیش بینی تدابیر ویژه برای کنترل کیفیت بتن در اجرا، می توان حداکثر مقاومت را در بتن های معمولی را تا ۷۰ مگاپاسکال افزایش داد.
- ۳- در سازه با شکل پذیری ویژه، حداقل مقدار مقاومت مشخصه بتن برای بتن معمولی ۲۵ مگاپاسکال و حداکثر آن برای بتن های سبک ۳۵ مگاپاسکال است.
- ۴- در کلیه موارد مقدار مقاومت مشخصه بایستی ضوابط دوام بتن (پیوست ۹-پ-۱) را اقلان نماید.

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission صفحه ۳۶

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

حداقل مقاومت مشخصه بتن طبق ACI318-19 چقدر است؟

مقدار مقاومت مشخصه بتن باید براساس محدودیت‌های زیر تعیین شود:

الف) براساس حداقل مقاومت‌های داده شده در جدول زیر:

کاربرد	حداقل مقاومت برحسب مگاپاسکال
عمومی	17
فونداسیون برای طبقه بندی لرزه‌ای A, B و C	17
فونداسیون برای ساختمان‌های مسکونی و عمومی با سیستم دیوار باربر تا حداکثر دو طبقه یا کمتر در طبقه بندی لرزه‌ای E, D و F	17
فونداسیون در طبقه بندی لرزه‌ای E, D و F به غیر از ساختمان‌های مسکونی و عمومی با سیستم دیوار باربر تا حداکثر دو طبقه یا کمتر	21
قاب‌های خمشی ویژه	21
دیوارهای برشی ویژه یا میلگرد رده 420 و 550	21
دیوارهای برشی ویژه یا میلگرد رده 690	35

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission صفحه ۳۷

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

ب) براساس معیار دوام (مطابق جدول 19.3.2.1 این آیین نامه)

پ) مقاومت مورد نیاز سازه

ت) مقدار مقاومت مشخصه بتن برای بتن سبک در قاب خمشی ویژه، دیوار برشی ویژه و فونداسیون های آنها نبایستی بیشتر از ۳۵ مگاپاسکال در نظر گرفته شود.

در ویرایش ۲۰۱۴ آیین نامه و در جدول 19.2.1.1، مقدار حداکثر و حداقلی برای مقاومت مشخصه ۲۸ روزه بتن معرفی شده بود که در نسخه ۲۰۱۹ تنها مقدار حداقل مقاومت مشخصه برای اجزای سازه معرفی شده است و ستون مربوط به حداکثر مقاومت بتن از آن حذف شده است. تنها برای بتن سبک استفاده شده در قاب‌های خمشی با شکل پذیری ویژه مقدار حداکثر مقاومت به ۳۵۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع محدود شده است. البته در متن آیین نامه بسته به مورد طراحی، محدودیت‌هایی برای حداکثر مقاومت مشخصه بتن نیز لحاظ شده است. در اکثر روابط طراحی مقدار مقاومت مشخصه بتن به ۷۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع محدود شده است.

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

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

۲- مقاومت کششی (Tensile strength):

مقاومت کششی بتن حدود یک دهم مقاومت فشاری بوده و در محاسبات معمولا از آن صرف نظر می‌شود. برای تعیین این مقاومت معمولا از آزمایش برزیلی (Brazilian Fernando Carneiro) استفاده می‌کنند. استوانه بتنی به ابعاد ۳۰ در ۱۵ به پهلو تحت بار با سرعت ثابت ۰.۷ تا ۱.۴ Mpa/sec وارد میشود تا نمونه شکسته شود. تنش فشاری ایجاد شده، تنش کششی متعادل ایجاد می‌کند. این روش مقاومت کششی را حدود ۱۰٪ بیشتر برآورد می‌کند. مقاومت کششی از رابطه زیر تعیین می‌شود که در آن P مقدار نیرو و در لحظه شکست نمونه است.

$$f_{ct} = \frac{2P}{\pi l D} = \frac{2P}{\pi \times 30 \times 15}$$


۳۹ 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](https://t.me/AlirezaeiChannel)

۳- ضریب ارتجاعی (Modulus of elasticity):

به صورت شیب خط مماس بر منحنی تنش کرنش که از مبدا به نقطه‌ای متناظر با تنش ۰.۴۵f_c وصل شده باشد، گفته می‌شود. طبق آیین‌نامه ACI 318-19 بصورت زیر تعیین می‌شود.

19.2.2 Modulus of elasticity

19.2.2.1 Modulus of elasticity, E_c, for concrete shall be permitted to be calculated as (a) or (b):

(a) For values of w_c between 1400 and 2500 kg/m³

$$E_c = w_c^{1.5} 0.14 \sqrt{f'_c} \quad (kg, cm) \quad E_c = w_c^{1.5} 0.043 \sqrt{f'_c} \quad (N, mm)$$

(b) For normal weight concrete

$$E_c = 15100 \sqrt{f'_c} \quad (kg, cm) \quad E_c = 4700 \sqrt{f'_c} \quad (N, mm)$$

Studies leading to the expression for modulus of elasticity of concrete are summarized in Pauw (1960), where E_c is defined as the slope of the line drawn from a stress of zero to a compressive stress of 0.45f_c'

۴۰ 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

تغییر رابطه ضریب ارتجاعی بتن

طبق مبحث نهم ۹۲: $E_c = (3300\sqrt{f'_c} + 6900) \left(\frac{\gamma_c}{23}\right)^{1.5} \quad (N, mm)$

طبق مبحث نهم ۹۹: $E_c = w_c^{1.5} 0.14 \sqrt{f'_c} \quad (kg, cm)$ $E_c = w_c^{1.5} 0.043 \sqrt{f'_c} \quad (N, mm)$

این رابطه برای بتن معمولی با چگالی ۲۳۰۰ کیلوگرم بر متر مکعب بصورت زیر است:

$E_c = 15100 \sqrt{f'_c} \quad (kg, cm)$ $E_c = 4700 \sqrt{f'_c} \quad (N, mm)$

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

مقدار چگالی بتن را چقدر بگیریم؟؟؟

طبق مبحث ششم، چگالی بتن ۲۵۰۰ کیلوگرم بر متر مکعب است.

طبق مبحث نهم ویرایش ۹۹، چگالی بتن معمولی ۲۳۰۰ کیلوگرم بر متر مکعب است.

۹-۲-۳-۱ چگالی بتن معمولی در محاسبات برابر با ۲۳۰۰ کیلو گرم در متر مکعب منظور می‌شود. چگالی بتن سبک سازه‌ای باید بر اساس نتایج آزمایش تعیین شود؛ ولی مقدار آن نباید کمتر از ۱۴۰۰ کیلو گرم بر متر مکعب باشد.

$$\frac{(E_c)_{2500}}{(E_c)_{2300}} = \frac{2500^{1.5} \times 0.043 \sqrt{f'_c}}{2300^{1.5} \times 0.043 \sqrt{f'_c}} = 1.13$$

همانطور که دیده می‌شود، اگر چگالی بتن ۲۵۰۰ در نظر گرفته شود، وزن سازه و ضریب ارتجاعی بیشتر برآورد می‌شود.

پیشنهاد می‌شود، از چگالی ۲۵۰۰ (بتن آرمه) برای وزن سازه و از چگالی ۲۴۰۰ برای تعیین ضریب ارتجاعی بتن استفاده نماید.

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

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

به عنوان مثال برای بتن با مقاومت ۳۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع داریم:

$$E_c = w_c^{1.5} 0.14 \sqrt{f'_c} \quad (kg, cm)$$

$$E_c = 2400^{1.5} \times 0.14 \sqrt{300} = 285105 \frac{kg}{cm^2}$$

Define menu > Material Properties

وزن بتن آرمه برای محاسبه وزن اجزای مدل شده چگالی یا وزن مخصوص بتن

مقاومت مشخص بتن

ضریب ارتجاعی بتن

نسبت پواسون بتن

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

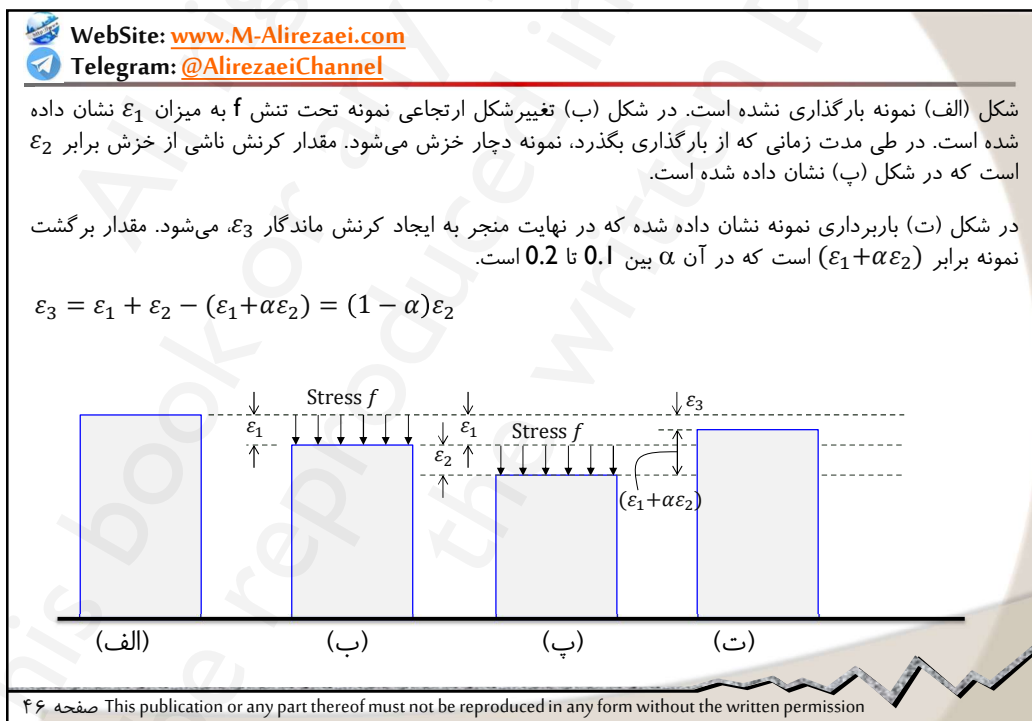
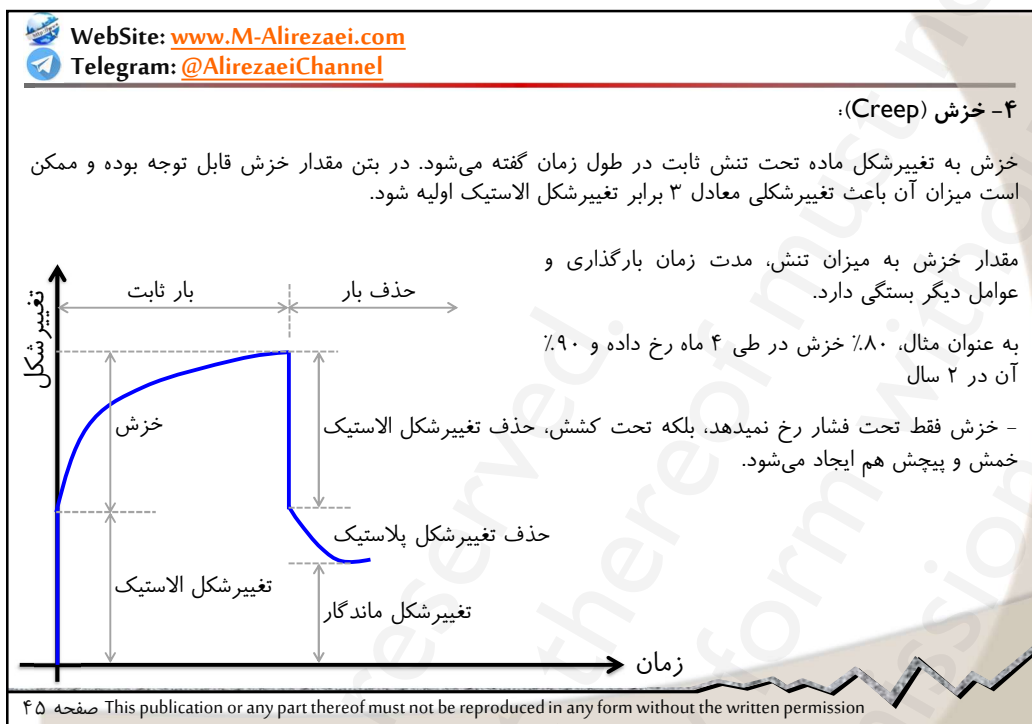
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

– مقدار چگالی بتن با حداکثر قطر سنگدانه برابر ۲۰ میلیمتر بین ۲۳۲۰ تا ۲۴۰۰ کیلوگرم بر متر مکعب است. برای بتن با مقاومت فشاری کمتر از ۲۸۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع، چگالی ۲۳۲۰ کیلوگرم بر متر مکعب و برای بتن با مقاومت بالاتر، چگالی ۲۴۰۰ کیلوگرم بر متر مکعب پیشنهاد شده است.

– مقدار چگالی بتن با حداکثر قطر سنگدانه ۱۰۰ تا ۱۵۰ میلیمتر بین ۲۴۰۰ تا ۲۵۶۰ کیلوگرم بر متر مکعب است. مقدار میانگین این دو مقدار ذکر شده برای این نوع بتن پیشنهاد شده است.

– مقدار چگالی بتن مسلح به درصد آرماتور بکار رفته در آن بستگی دارد. در صورت استفاده از میلگرد در بتن به مقداری کمتر از ۱.۵٪، چگالی ۲۴۰۰ و برای درصد میلگرد بیشتر چگالی بتن ۲۵۰۰ کیلوگرم بر متر مکعب پیشنهاد شده است.

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](https://t.me/AlirezaeiChannel)

۵- افت یا انقباض (Shrinkage):
به جمع شدگی و کاهش حجم بتن افت یا انقباض گفته می‌شود. این پدیده با از دست رفتن و یا خارج شدن آب جذب شده در ساختار خمیر سیمان (و همچنین تغییرات شیمیایی) از بتن اتفاق می‌افتد.

۶- مدول گسیختگی (Modulus of rupture):
چون بتن به جای کشش مستقیم، در خمش بارگذاری می‌شود، از مدول گسیختگی برای بیان ترک خوردگی کششی استفاده می‌شود و بصورت زیر نیز بیان می‌شود:

19.2.3 Modulus of rupture
19.2.3.1 Modulus of rupture, f_r , for concrete shall be calculated by:

$$f_r = 2\lambda\sqrt{f'_c} \quad (kg, cm) \qquad f_r = 0.62\lambda\sqrt{f'_c} \quad (N, mm)$$

صفحه ۴۷ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

طبق بند ۱۰-۹-۱-۱ مبحث نهم و همچنین ACI318-19 در مواردی که تنش تسلیم آرماتور بیش از ۵۵۰ مگاپاسکال است، برای محاسبه محدودیت خیز بایستی مدول گسیختگی بصورت زیر در نظر گرفته شود

$$f_r = 0.42\lambda\sqrt{f'_c} \quad (N, mm)$$

ACI318-19:
8.3.1.1
For f_y exceeding 550 MPa, the calculated deflection limits in 8.3.2 shall be satisfied assuming a reduced modulus of rupture $f_r = 0.42\lambda\sqrt{f'_c}$

صفحه ۴۸ 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 تخمین انقباض و خزش بتن

در این بخش مدل معرفی شده در ACI 209 برای محاسبه خزش و انقباض بیان می‌شوند.

مدل ACI 209R-92 برای جمع شدگی (انقباض):

جمع شدگی در این مدل در صورتی قابل تعیین است که شرایط زیر برقرار باشد:

- ۱- روش عمل آوری (curing method): عمل آوری با آب یا با بخار
- ۲- رطوبت نسبی (relative humidity) که با H نشان داده می‌شود.
- ۳- نوع سیمان (type of cement)
- ۴- شکل قطعه (specimen shape)
- ۵- کرنش نهایی جمع شدگی (ultimate shrinkage strain) که با ϵ_{shu} بیان می‌شود.
- ۶- سن بتن (age of concrete)

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission صفحه ۴۹

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

که در آن:

t سن بتن (بر حسب روز)، t_c سن بتن از آغاز خشک شدن (بر حسب روز)، f از جدول زیر:

$$\epsilon_{sh}(t, t_c) = \frac{t - t_c}{f + (t - t_c)} K_{ss} K_{sh} \epsilon_{shu}$$

شرایط	f
عمل آوری با رطوبت (حداقل ۷ روز)	35
عمل آوری با بخار (حداقل ۳ روز)	55
اگر شکل و اندازه در نظر گرفته شود (برای هر دو شرایط با بخار یا رطوبت)	$26e^{(0.0142(V/S))}$

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission صفحه ۵۰

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

همچنین $\varepsilon_{shu} = 780 \times 10^{-6}$ در نظر گرفته می‌شود.

For $t - t_c \leq \text{one year} \rightarrow K_{ss} = 1.23 - 0.006 \left(\frac{V}{S} \right)$
For $t - t_c > \text{one year} \rightarrow K_{ss} = 1.17 - 0.00456 \left(\frac{V}{S} \right)$

که در آن V حجم قطعه (mm^3) و S سطح قطعه (mm^2) است.

$$K_{sh} = \begin{cases} 1.4 - 0.01H & \text{for } 40\% \leq H \leq 80\% \\ 3.0 - 0.03H & \text{for } 81\% \leq H \leq 100\% \end{cases}$$

که در آن H رطوبت نسبی بر حسب درصد است.

صفحه ۵۱ 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 ACI 209R-92 برای خزش:

کرنش کل تابع بارگذاری در زمان t در یک عضو بتنی تحت اثر بار محوری یکنواخت در زمان t_0 با تنش یکنواخت σ بصورت زیر محاسبه می‌شود:

که در آن

$$\varepsilon_{ic}(t, t_0) = \varepsilon_i(t_0) + \varepsilon_c(t, t_0)$$

$\varepsilon_i(t_0)$ کرنش الاستیک ابتدایی بارگذاری و $\varepsilon_c(t, t_0)$ کرنش ناشی از خزش در زمان $t \geq t_0$

$$\varepsilon_i(t_0) = \frac{\sigma}{E_{cmt_0}} \quad \varepsilon_c(t, t_0) = \frac{\sigma}{E_{cmt_0}} C_c(t)$$

که E_{cmt_0} ضریب ارتجاعی بتن در سن بارگذاری:

$$J(t, t_0) = \frac{1 + C_c(t)}{E_{cmt_0}}$$

همچنین $f'_c(t_0)$ میانگین مقاومت فشاری بتن در سن بارگذاری است.

$$E_{cmt_0} = w_c^{1.5} 0.043 \sqrt{f'_c(t_0)}$$

$$f'_c(t_0) = f_{cm28} \frac{t_0}{a + bt_0}$$

صفحه ۵۲ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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

متوسط مقاومت فشاری نمونه در سن ۲۸ روزگی و a و b بصورت زیر تعیین شوند:

نوع سیمان	عمل آوری با رطوبت		عمل آوری با بخار	
نوع یک	$a=4$	$b=0.85$	$a=1$	$b=0.95$
نوع سه	$a=2.3$	$b=0.92$	$a=0.7$	$b=0.98$

مقدار ضریب خزش $C_c(t)$ بصورت زیر تعیین شود:

$$C_c(t, t_0) = \frac{(t - t_0)^{0.6}}{10 + (t - t_0)^{0.6}} C_{cu} K_{ch} K_{ca} K_{cs}$$

که t_0 سن بتن در زمان بارگذاری (بر حسب روز)، t سن بتن (بر حسب روز)، $C_{cu} = 2.35$ بقیه پارامترها نیز با استفاده از جداول زیر تعیین شوند.

روش عمل آوری	t_0 (days)	H	K_{ca}	K_{ch}
توسط رطوبت	≥ 1 day	$\geq 40\%$	N/A	N/A
	≥ 7 days	$\geq 40\%$	$1.25(t_0)^{-0.118}$	$1.27 - 0.0067H$
توسط بخار	≥ 1 day	$\geq 40\%$	$1.13(t_0)^{-0.095}$	$1.27 - 0.0067H$
	≥ 7 days	$\geq 40\%$	N/A	N/A

صفحه ۵۳ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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

For $t - t_0 \leq \text{one year} \rightarrow K_{cs} = 1.14 - 0.00363 \left(\frac{V}{S} \right)$
For $t - t_0 > \text{one year} \rightarrow K_{cs} = 1.10 - 0.00268 \left(\frac{V}{S} \right)$

مثال) با استفاده از مدل ACI 209R-92 انقباض (جمع شدگی) و خزش برای نمونه زیر را بررسی کنید:

درصد رطوبت = ۷۵٪، نوع سیمان ۳ و شرایط عمل آوری توسط رطوبت است.

$h_e = 2V/S = 2Ac/u = 76 \text{ mm}$
 $f_{cm_{28}} = 45.2 \text{ MPa}$
 $w = 207.92 \text{ kg/m}^3$ $w/c = 0.46$ $a/c = 3.73$

صفحه ۵۴ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

 WebSite: www.M-Alirezaei.com
 Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

$t = 35$ days
 $t_0 = 28$ days
 $t_c = 8$ days
 $\gamma = 2405 \text{ kg/m}^3$

محاسبات انقباض (جمع شدگی)

$$\varepsilon_{sh}(t, t_c) = \frac{t - t_c}{f + (t - t_c)} K_{ss} K_{sh} \varepsilon_{shu}$$

$$\varepsilon_{shu} = 780 \times 10^{-6}$$

با استفاده از جدول معرفی شده در قبل $f = 35$ است.

$$\text{For } t - t_c \leq \text{one year} \rightarrow K_{ss} = 1.23 - 0.006 \left(\frac{V}{S} \right) = 1.23 - 0.006(38)$$

$$= 1.002$$

 صفحه ۵۵ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

 WebSite: www.M-Alirezaei.com
 Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

For $H = 75\%$ $K_{sh} = 1.4 - 0.01H = 1.4 - 0.01(75) = 0.65$

$$\varepsilon_{sh}(t, t_c) = \frac{t - t_c}{f + (t - t_c)} K_{ss} K_{sh} \varepsilon_{shu}$$

$$\varepsilon_{sh}(t, t_c) = \frac{35 - 8}{35 + (35 - 8)} (1.002)(0.65)(780 \times 10^{-6})$$

$$= 221.3 \times 10^{-6} \frac{\text{mm}}{\text{mm}}$$

محاسبه خزش:

$$J(t, t_0) = \frac{1 + C_c(t)}{E_{cmt_0}}$$

با استفاده از جدول معرفی شده در قبل، $a = 2.3$ و $b = 0.92$ است.

$$f'_c(t_0) = f_{cm28} \frac{t_0}{a + bt_0} = 45 \frac{28}{2.3 + 0.92 \times 28} = 45.1$$

$$E_{cmt_0} = (2405^{1.5}) 0.043 \sqrt{45.1} = 34058.8 \text{ MPa}$$

 صفحه ۵۶ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

$$C_{cu} = 2.35$$

$$K_{ch} = 1.27 - 0.0067(H) = 1.27 - 0.0067(75) = 0.768$$

$$K_{ca} = 1.25(t_0)^{-0.118} = 1.25(28)^{-0.118} = 0.844$$

For $t - t_0 \leq \text{one year} \rightarrow K_{cs} = 1.14 - 0.00363 \left(\frac{V}{S} \right)$

$$= 1.14 - 0.00363(38) = 1.007$$

$$C_c(t, t_0) = \frac{(t - t_0)^{0.6}}{10 - (t - t_0)^{0.6}} C_{cu} K_{ch} K_{ca} K_{cs}$$

$$= \frac{(35 - 28)^{0.6}}{10 - (35 - 28)^{0.6}} 2.35 \times 0.768 \times 0.844 \times 1.007 = 0.37$$

$$J(t, t_0) = \frac{1 + C_c(t)}{E_{cmt_0}} = \frac{1 + 0.37}{34058.8} = 40.2 \times 10^{-6} \text{ MPa}^{-1}$$

صفحه ۵۷ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

مشخصات میلگردها

۱- ضریب ارتجاعی (Modulus of elasticity):

برای میلگردهای معمولی (غیر پیش تنیده) برابر $2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ در نظر گرفته می‌شود.

20.2.2.2 Modulus of elasticity, E_s , for nonprestressed bars and wires shall be permitted to be taken as $2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$.

بنابراین نسبت مدولی فولاد به بتن برابر است با:

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2 \times 10^5}{w_c^{1.5} 0.043 \sqrt{f'_c}} = \frac{2 \times 10^5}{2400^{1.5} \times 0.043 \sqrt{f'_c}} = \frac{40}{\sqrt{f'_c}} \quad (N, mm)$$

صفحه ۵۸ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

۲- تنش تسلیم (Yield strength):

الف) فولاد نرم (S240) که منحنی تنش-کرنش آن دارای پله تسلیم مشهود است.

ب) فولاد نیم سخت (S340 و S400) که منحنی تنش-کرنش آن دارای پله تسلیم بسیار محدود است.

پ) فولاد سخت (S500) که منحنی تنش-کرنش آن فاقد پله تسلیم است.

استفاده از میلگردهای AII و AIII و AIV در تمام سازه‌ها مجاز است.

- استفاده از میلگرد S240 فقط به عنوان مارپیچ مجاز است.



Category	F_u (Mpa)	F_y (Mpa)	Name	
فاقد آج	360	240	AI	S240
آجدار مارپیچ	500	340	AII	S340
آجدار جناقی	600	400	AIII	S400
آجدار دوکی	650	520	AIV	S500

صفحه ۵۹ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)



S400



S340



S500

صفحه ۶۰ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

در استاندارد ASTM، میلگرد زیر بیشتر مورد استفاده قرار می گیرند:

Grade 40: $f_y : 40 \text{ ksi} \approx 2800 \text{ kg/cm}^2$
 Grade 60: $f_y : 60 \text{ ksi} \approx 4200 \text{ kg/cm}^2$
 Grade 80: $f_y : 80 \text{ ksi} \approx 5600 \text{ kg/cm}^2$
 Grade 100: $f_y : 100 \text{ ksi} \approx 7030 \text{ kg/cm}^2$

گريد ۴۰ در پروژه‌های کوچک بیشتر استفاده می‌شود و گريد ۶۰ در پروژه‌های بزرگتر.

در استاندارد ASTM، میلگردها با علامت # نشان داده میشود و عدد بعد از آن تقسیم بر ۸، برابر قطر میلگرد بر حسب اینچ است. به عنوان مثال:

diameter of a #10 bar is $10 \times (1/8) = 1.25 \text{ in.}$

صفحه ۶۱ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

ASTM Standard Bar Sizes and Areas

Bar	Diameter (in)	Diameter (cm)	Area (in ²)	Area (cm ²)
#3	0.375	0.95	0.11	0.71
#4	0.5	1.27	0.20	1.27
#5	0.625	1.59	0.31	1.98
#6	0.75	1.91	0.44	2.85
#7	0.875	2.22	0.60	3.88
#8	1	2.54	0.79	5.06
#9	1.125	2.86	0.99	6.41
#10	1.25	3.18	1.23	7.91
#11	1.375	3.49	1.48	9.58
#14	1.75	4.45	2.40	15.51
#18	2.25	5.72	3.97	25.64

صفحه ۶۲ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

محدودیت استفاده از میلگرد A4 در سیستم سازه‌ای با شکل‌پذیری ویژه برداشته شده است.

* طبق اصلاحیه شماره یک مبحث نهم ۹۲ استفاده از میلگردهای A4 با تنش تسلیم ۵۰۰ و ۵۲۰ مگاپاسکال به جز در دیوارهای برشی ویژه و قاب‌های خمشی ویژه، در صورت احراز شرایط (شکل‌پذیری روی ۵ برابر قطر حداقل ۱۶٪ باشد و در تولید آن از شمش با کربن بالا استفاده نشده باشد) مجاز بود.

* طبق جدول ۴-۴-۹ مبحث نهم ۹۹، استفاده از میلگردهای با تنش تسلیم حداکثر ۵۵۰ مگاپاسکال در قاب‌های لرزه‌ای ویژه (خمشی، نیروی محوری، حرارت، برش) مجاز است.



This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission صفحه ۶۳

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

مبحث نهم ویرایش ۹۹: طبق بند ۹-۴-۸ در آرماتورهای طولی آجدار در قاب‌های ویژه و دیوارهای لرزه‌ای ویژه و اجزای آنها از جمله دیوار پایه‌ها و تیرهای همبند که تحت اثر لنگر خمشی، نیروی محوری، و با هر دو به صورت توأم قرار می‌گیرند، باید سه شرط زیر ارضا شوند:

الف- تنش تسلیم اندازه‌گیری شده در آزمایشگاه از تنش حد تسلیم در محاسبات، f_y بیش از ۱۲۵ مگاپاسکال فراتر نرود.

ب- نسبت تاب کششی اندازه‌گیری شده در آزمایشگاه به تنش حد تسلیم اندازه‌گیری شده در آزمایشگاه از ۱.۲۵ کمتر نباشد.

پ- حداقل درصد ازدیاد طول گسیختگی در طول آزمون ۲۰۰ میلی‌متری برای آرماتورهای به قطر ۱۰ تا ۲۰ میلی‌متر برابر با ۱۴ درصد، برای آرماتورهای به قطر ۲۲ تا ۳۵ میلی‌متر برابر ۱۲ درصد، و برای آرماتورهای به قطر بزرگتر از ۳۵ میلی‌متر و تا ۵۷ میلی‌متر برابر ۱۰ درصد باشد.



This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission صفحه ۶۴

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

میلگردهای فولادی از نظر روش ساخت

۱- گرم نورد شده

۲- فولاد سرد اصلاح شده: که بر اثر انجام عملیات مکانیکی نظیر پیچاندن، کشیدن، نورد کردن یا گذارنیدن از حدیده، بر روی میلگردهای گرم نورد شده در حالت سرد به دست می آید.

۳- فولاد گرم اصلاح شده: که بر اثر انجام عملیات مکانیکی نظیر گرمایش و آب دادن، بر روی میلگردهای گرم نورد شده در حالت گرم به دست می آید.

۶۵ 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](https://t.me/AlirezaeiChannel)

تواتر نمونه برداری از میلگرد مصرفی

مبحث نهم ویرایش ۹۲: طبق بند ۹-۱۰-۷-۱ تعداد و تواتر نمونه‌ها باید به گونه‌ای باشد که نتایج آزمایش‌های انجام شده بر روی آن‌ها معرف کیفیت کل آرماتور مصرفی و حداقل به میزان ذکر شده در سه بند زیر باشند:

الف) به ازای هر ۵۰ تن وزن میلگرد و کسر آن یک سری نمونه

ب) از هر قطر یک سری نمونه

پ) از هر نوع فولاد یک سری نمونه

مبحث نهم ویرایش ۹۹: طبق بند ۹-۱۲-۲۲-۱-۱ تعداد و تواتر نمونه‌ها باید به گونه‌ای باشند که نتایج آزمایش‌های انجام شده بر روی آن‌ها معرف کیفیت کل آرماتورها باشند. هر سری نمونه‌ی آزمایشی تعداد ۵ آرمونه را در بر می‌گیرد. تواتر نمونه برداری حداقل برابر مقادیری است که در بندهای (الف) تا (پ) زیر آورده شده‌اند:

الف- به ازای هر ۵۰۰ کیلو نیوتن وزن و کسر آن یک سری،

ب- از هر قطر یک سری،

پ- از هر نوع فولاد یک سری

۶۶ 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](https://t.me/AlirezaeiChannel)

مشخصات هندسی میلگردها

مبحث نهم ویرایش ۹۲: قطر اسمی میلگردهای ساده یا آجدار، از رابطه زیر به دست می آید:

$$d_b = 2 \sqrt{\frac{M}{0.00785\pi L}}$$

که L طول یک قطعه میلگرد، بر حسب میلیمتر و M جرم یک قطعه میلگرد بر حسب گرم است

جدول ۹-۲ ضوابط و الزامات قطرهای اسمی، زمینه و خارجی انواع میلگردها

قطر اسمی میلگردهای ۲۴۰ (mm)(d _s)	میلگردهای ۲۴۰ و ۲۴۰ (با آج دوتی)		میلگردهای ۲۴۰ و ۲۴۰ (با آج یکتخت)		میلگردهای ۲۴۰ و ۲۴۰ (با آج دوتی)		میلگردهای ۲۴۰ و ۲۴۰ (با آج دوتی)		قطر خارجی در بلندترین نقطه آج عرضی و یا آج طولی (d _e) (mm)
	قطر اسمی (mm)(d _s)	قطر زمینه (mm)(d _b)	قطر اسمی (mm)(d _s)	قطر زمینه (mm)(d _b)	قطر اسمی (mm)(d _s)	قطر زمینه (mm)(d _b)	قطر اسمی (mm)(d _s)	قطر زمینه (mm)(d _b)	
۶	۶	۵/۷۰	۶	۵/۷۰	۶	۵/۷۰	۶	۵/۷۰	۶
۸	۸	۷/۶۰	۸	۷/۵۰	۸	۷/۵۰	۸	۷/۶۰	۸
۱۰	۱۰	۹/۵۰	۱۰	۹/۳۰	۱۰	۹/۳۰	۱۰	۹/۵۰	۱۰
۱۲	۱۲	۱۱/۴۰	۱۲	۱۱/۲۰	۱۲	۱۱/۲۰	۱۲	۱۱/۴۰	۱۲
۱۴	۱۴	۱۳/۴۰	۱۴	۱۳/۲۰	۱۴	۱۳/۲۰	۱۴	۱۳/۴۰	۱۴
۱۶	۱۶	۱۵/۳۰	۱۶	۱۵/۲۰	۱۶	۱۵/۲۰	۱۶	۱۵/۳۰	۱۶
۱۸	۱۸	۱۷/۳۰	۱۸	۱۷/۲۰	۱۸	۱۷/۲۰	۱۸	۱۷/۳۰	۱۸
۲۰	۲۰	۱۹/۲۰	۲۰	۱۹/۱۰	۲۰	۱۹/۱۰	۲۰	۱۹/۲۰	۲۰
۲۲	۲۲	۲۱/۲۰	۲۲	۲۱/۱۰	۲۲	۲۱/۱۰	۲۲	۲۱/۲۰	۲۲
۲۵	۲۵	۲۴/۲۰	۲۵	۲۴/۱۰	۲۵	۲۴/۱۰	۲۵	۲۴/۲۰	۲۵
۲۸	۲۸	۲۶/۲۰	۲۸	۲۶/۱۰	۲۸	۲۶/۱۰	۲۸	۲۶/۲۰	۲۸
۳۲	۳۲	۳۰/۷۸	۳۲	۳۰/۵۰	۳۲	۳۰/۵۰	۳۲	۳۰/۷۸	۳۲
۳۶	۳۶	۳۴/۸۰	۳۶	۳۴/۵۰	۳۶	۳۴/۵۰	۳۶	۳۴/۸۰	۳۶
۴۰	۴۰	۳۸/۵۰	۴۰	۳۸/۵۰	۴۰	۳۸/۵۰	۴۰	۳۸/۵۰	۴۰

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission صفحه ۶۷



WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

مبحث نهم ویرایش ۹۹: ۲-۱۲-۲۲-۹ الزامات قطر اسمی انواع میلگردهای ساده و آجدار، قطر زمینه میلگردهای آجدار بدون در نظر گرفتن آج آنها، d₁ و قطر خارجی میلگردهای آجدار با احتساب کامل آج آنها، d₂ بر اساس استاندارد مطابق جدول ۹-۲۲-۷ می باشد.

جدول ۹-۲۲-۷ ضوابط و الزامات قطرهای اسمی، زمینه و خارجی انواع میلگردها

قطر اسمی میلگردهای ۲۴۰ (mm)(d _s)	میلگردهای ۲۴۰ و ۲۴۰ (با آج دوتی)		میلگردهای ۲۴۰ و ۲۴۰ (با آج یکتخت)		میلگردهای ۲۴۰ و ۲۴۰ (با آج دوتی)		میلگردهای ۲۴۰ و ۲۴۰ (با آج دوتی)		قطر خارجی در بلندترین نقطه آج عرضی و یا آج طولی (d _e) (mm)
	قطر اسمی (mm)(d _s)	قطر زمینه (mm)(d _b)	قطر اسمی (mm)(d _s)	قطر زمینه (mm)(d _b)	قطر اسمی (mm)(d _s)	قطر زمینه (mm)(d _b)	قطر اسمی (mm)(d _s)	قطر زمینه (mm)(d _b)	
۶	۶	۵/۷۰	۶	۵/۷۰	۶	۵/۷۰	۶	۵/۷۰	۶
۸	۸	۷/۶۰	۸	۷/۵۰	۸	۷/۵۰	۸	۷/۶۰	۸
۱۰	۱۰	۹/۵۰	۱۰	۹/۳۰	۱۰	۹/۳۰	۱۰	۹/۵۰	۱۰
۱۲	۱۲	۱۱/۴۰	۱۲	۱۱/۲۰	۱۲	۱۱/۲۰	۱۲	۱۱/۴۰	۱۲
۱۴	۱۴	۱۳/۴۰	۱۴	۱۳/۲۰	۱۴	۱۳/۲۰	۱۴	۱۳/۴۰	۱۴
۱۶	۱۶	۱۵/۳۰	۱۶	۱۵/۲۰	۱۶	۱۵/۲۰	۱۶	۱۵/۳۰	۱۶
۱۸	۱۸	۱۷/۳۰	۱۸	۱۷/۲۰	۱۸	۱۷/۲۰	۱۸	۱۷/۳۰	۱۸
۲۰	۲۰	۱۹/۲۰	۲۰	۱۹/۱۰	۲۰	۱۹/۱۰	۲۰	۱۹/۲۰	۲۰
۲۲	۲۲	۲۱/۲۰	۲۲	۲۱/۱۰	۲۲	۲۱/۱۰	۲۲	۲۱/۲۰	۲۲
۲۵	۲۵	۲۴/۲۰	۲۵	۲۴/۱۰	۲۵	۲۴/۱۰	۲۵	۲۴/۲۰	۲۵
۲۸	۲۸	۲۶/۲۰	۲۸	۲۶/۱۰	۲۸	۲۶/۱۰	۲۸	۲۶/۲۰	۲۸
۳۲	۳۲	۳۰/۷۸	۳۲	۳۰/۵۰	۳۲	۳۰/۵۰	۳۲	۳۰/۷۸	۳۲
۳۶	۳۶	۳۴/۸۰	۳۶	۳۴/۵۰	۳۶	۳۴/۵۰	۳۶	۳۴/۸۰	۳۶
۴۰	۴۰	۳۸/۵۰	۴۰	۳۸/۵۰	۴۰	۳۸/۵۰	۴۰	۳۸/۵۰	۴۰

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission صفحه ۶۸

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

ضوابط پذیرش میلگردها

مبحث نهم ویرایش ۹۲: میلگردها زمانی از نظر مکانیکی قابل قبول هستند که یکی از شرایط (۱) یا (۲) و بطور همزمان همه شرایط بندهای (۳) تا (۵) را برآورده نمایند.

شرط (۱) در تمامی ۵ آزمون میلگرد انتخابی باید رابطه زیر برقرار باشد:

$$(f_{y,obs})_i \geq f_{yk} \quad i = 1 \dots 5 \quad (1)$$

مقاومت مشخصه میلگردهای فولادی یا همان تنش تسلیم طراحی (Mpa).
تنش تسلیمی که در آزمایش کشش بر روی میلگردهای مصرفی مورد نظر عملاً بدست آمده است (Mpa).

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission صفحه ۶۹

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

شرط (۲) در صورتی که تمام یا بخشی از شرط (۱) برآورده نشود، ۵ آزمون دیگر انتخاب شده و نتایج ۱۰ آزمون مذکور در شرط (۱) و (۲) باید در رابطه (۲) صدق کند:

$$f_{y,obs,m} \geq f_{yk} + 0.6s \quad (2)$$

انحراف معیار برای آزمونهای میلگرد.

$$f_{y,obs,m} = \frac{\sum_{i=1}^{10} (f_{y,obs})_i}{10} \quad (3)$$

$$s = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{10} [(f_{y,obs,m}) - (f_{y,obs})_i]^2}{9}} \quad (4)$$

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission صفحه ۷۰

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

شرط (۳) در هر یک از آزمون‌های مذکور در شرط (۱) و (۲) باید تمامی روابط زیر برقرار باشد:

$$f_{su} \geq 1.18(f_{y,obs})_i \quad (5)$$

تنش نهایی طراحی (Mpa).

$$(f_{su,obs})_i \geq 1.25f_{yk} \quad (6)$$

$$|(f_{y,obs})_i - f_{yk}| \leq 125 \text{ MPa} \quad (7)$$

$$(f_{su,obs})_i \geq 1.25(f_{y,obs})_i \quad (8)$$

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission صفحه ۷۱

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

شرط (۴) به عنوان ضابطه شکل پذیری، کرنش دو طول معیار، یکی به طول ۱۰ برابر و دیگری به طول ۵ برابر قطر میلگرد باید حداقل برابر مقادیر مندرج در جدول زیر باشد:

حداقل مجاز ازدیاد طول نسبی میلگردهای فولادی در آزمایش کشش

S500	S400	S340	S240	
0.08	0.12	0.15	0.18	حداقل مقدار مجاز ϵ_{10}
0.1	0.16	0.18	0.25	حداقل مقدار مجاز ϵ_5

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission صفحه ۷۲

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

شرط ۵) به عنوان ضابطه شکل پذیری، میلگردها باید با مشخصات و اندازه‌های مندرج در جدول زیر، تحت آزمون خمش قرار گیرند.

زاویه خمش و نسبت قطر خمش به قطر اسمی میلگردها در آزمایش خمش

رده	زاویه خمش (درجه)		نسبت قطر فک خمش به قطر اسمی میلگرد
	خمش سرد	خمش مجدد	
S240	180	90	2
S340	180	90	3
S400	180	90	5
S500	90	90	6

آزمون خمش به دو صورت خمش سرد و خمش مجدد صورت می‌گیرد. آزمون خمش سرد بر روی نمونه‌هایی با طول حداقل ۲۵ سانتیمتر که مستقیماً از خط تولید به دست آمده و هیچ گونه عملیات مکانیکی (از جمله تراشکاری) بر روی آن اعمال نشده است انجام می‌شود. در آزمون خمش مجدد، نمونه‌های آزمون که مشابه نمونه‌های خمش سرد است به میزان ۹۰ درجه در دمای محیط خم و سپس نمونه به مدت حداقل نیم ساعت تا دمای ۱۰۰ درجه سلسیوس گرم می‌شود. پس از آنکه نمونه سرد شده و به دمای محیط رسید آن را با نیروی پیوسته و یکنواخت به میزان ۲۰ درجه بر می‌گردانند. میلگرد زمانی از نظر هریک از آزمون‌های خمش قابل قبول تلقی می‌شود که پس از خمش، هیچ گونه ترک شکستگی یا سایر عیوب (مطابق استانداردهای ملی مربوطه) در آن ایجاد نگردد و مشاهده نشود.

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission صفحه ۷۳

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

مبحث نهم ویرایش ۹۹: طبق بند ۹-۲۲-۱۲-۳: مقاومت آرماتورها

الف) مقاومت تسلیم مشخصه‌ی آرماتور، f_y و مقاومت گسیختگی مشخصه‌ی آن، f_{su} در صورتی قابل قبول هستند که نتایج آزمایش‌ها ضوابط (ب) و (پ) زیر را تامین نمایند.

ب) مقاومت تسلیم هر یک از ۵ آزمون بزرگتر یا مساوی مقاومت مشخصه‌ی تسلیم باشد.

$$(f_{y,obs})_i \geq f_y \quad i = 1 \dots 5 \quad (1)$$

مقاومت مشخصه میلگردهای فولادی یا همان تنش تسلیم طراحی (Mpa).

تنش تسلیمی که در آزمایش کشش بر روی میلگردهای مصرفی مورد نظر عملاً بدست آمده است (Mpa).

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission صفحه ۷۴

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

چنان چه تمام یا قسمتی از رابطه‌ی فوق تامین نشوند، باید یک سری نمونه‌ی دیگر انتخاب و نتایج ۱۰ آزمونه‌ی این دو سری رابطه‌ی زیر را تامین نمایند:

$$f_{y,obs,m} \geq f_{yk} + 0.6s \quad (2)$$

انحراف معیار برای آزمونه‌های میلگرد.

$$f_{y,obs,m} = \frac{\sum_{i=1}^{10} (f_{y,obs})_i}{10} \quad (3)$$

$$s = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{10} [(f_{y,obs,m}) - (f_{y,obs})_i]^2}{9}} \quad (4)$$

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

در هر یک از دو حالت مذکور در بند "ب" فوق، باید تمامی روابط زیر برقرار باشند:

$$(f_{su,obs})_i \geq 1.25f_y \quad (5)$$

$$|(f_{y,obs})_i - f_{yk}| \leq 125 \text{ MPa} \quad (6)$$

$$(f_{su,obs})_i \geq 1.25(f_{y,obs})_i \quad (7)$$

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

۲-۳-۱۲-۲۲-۹ کرنش گسیختگی آرماتورها، به عنوان ضابطه‌ی شکل پذیری آنها، در دو طول آزمون A5 و A10 به ترتیب مساوی ۱۰ و ۵ برابر قطر آرماتور، ϵ_{10} و ϵ_5 باید حداقل برابر با مقادیر مندرج در جدول ۸-۲۲-۹ باشد. برای آرماتورهای طولی واقع در قاب‌ها و یا دیوارهای ویژه ضوابط بند ۹-۴-۹ (پ) باید برآورده شود.

جدول ۸-۲۲-۹ حداقل کرنش گسیختگی آرماتورها در آزمایش کشش

S500	S400	S340	S240	
0.08	0.12	0.15	0.18	حداقل مقدار مجاز ϵ_{10}
0.1	0.16	0.18	0.25	حداقل مقدار مجاز ϵ_5

۹-۴-۹-۲: حداقل درصد ازدیاد طول گسیختگی در طول آزمون ۲۰۰ میلی‌متری برای آرماتورهای به قطر ۱۰ تا ۲۰ میلیمتر برابر با ۱۴ درصد، برای آرماتورهای به قطر ۲۲ تا ۳۵ میلی‌متر برابر ۱۲ درصد، و برای آرماتورهای به قطر بزرگتر از ۳۵ میلی‌متر و تا ۵۷ میلی‌متر برابر ۱۰ درصد باشد.

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission صفحه ۷۷

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

۳-۳-۱۲-۲۲-۹ آزمایش خم کردن آرماتور

الف- آزمایش خم کردن آرماتورها به عنوان ضابطه‌ی دیگری برای شکل پذیری انجام می‌شود؛ و در آن، آرماتورها به دور یک فک خمشی به اندازه‌ی زاویه‌ای خاص خم می‌شوند. در این آزمون در رویه‌ی خارجی آرماتور نباید هیچ گونه ترک، شکستگی، یا عیب دیگری مشاهده شود.

نسبت قطر فک خمش به قطر اسمی میلگرد	زاویه خمش (درجه)		رده
	خمش سرد	خمش مجدد	
2	180	90	S240
3	180	90	S340
5	180	90	S400
5	90	90	S500

آزمون خمش به دو صورت خمش سرد و خمش مجدد صورت می‌گیرد. آزمون خمش سرد بر روی نمونه‌هایی با طول حداقل ۲۵ سانتیمتر که مستقیماً از خط تولید به دست آمده و هیچ گونه عملیات مکانیکی (از جمله تراشکاری) بر روی آن اعمال نشده است انجام می‌شود. در آزمون خمش مجدد، نمونه‌های آزمون که مشابه نمونه‌های خمش سرد است به میزان ۹۰ درجه در دمای محیط خم و سپس نمونه به مدت حداقل نیم ساعت تا دمای ۱۰۰ درجه سلسیوس گرم می‌شود. پس از آنکه نمونه سرد شده و به دمای محیط رسید آن را با نیروی پیوسته و یکنواخت به میزان ۲۰ درجه بر می‌گردانند. میلگرد زمانی از نظر هریک از آزمون‌های خمش قابل قبول تلقی می‌شود که پس از خمش، هیچ گونه ترک شکستگی یا سایر عیوب (مطابق استانداردهای ملی مربوطه) در آن ایجاد نگردد و مشاهده نشود.

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission صفحه ۷۸



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

قلاب‌های استاندارد میلگرد

هر یک از خم‌های شرح داده شده در زیر، قلاب استاندارد تلقی می‌شوند.

(الف) برای میلگردهای اصلی:

- خم نیم‌دایره (قلاب ۱۸۰ درجه) به اضافه حداقل $4d_b$ طول مستقیم ولی نه کمتر از ۶۰ میلیمتر در انتهای آزاد میلگرد.
- خم ۹۰ درجه (گونیا) به اضافه طول مستقیم برابر حداقل $12d_b$ در انتهای آزاد میلگرد.

(ب) برای میلگردهای خاموت و سنجاقی:

- خم ۹۰ درجه (گونیا) به اضافه حداقل $6d_b$ به طول مستقیم ولی نه کمتر از ۷۵ میلیمتر در انتهای آزاد میلگرد، برای میلگردهای به قطر ۱۶ میلیمتر و کمتر.
- خم ۹۰ درجه (گونیا) به اضافه حداقل $12d_b$ به طول مستقیم در انتهای آزاد میلگرد، برای میلگردهای به قطر بیشتر از ۱۶ میلیمتر و کمتر از ۲۵ میلیمتر.
- خم ۱۳۵ درجه (چنگک) به اضافه حداقل $6d_b$ طول مستقیم ولی نه کمتر از ۶۰ میلیمتر در انتهای آزاد میلگرد.
- خم ۱۸۰ درجه به اضافه حداقل $4d_b$ طول مستقیم ولی نه کمتر از ۶۰ میلیمتر در انتهای آزاد میلگرد.

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission صفحه ۸۰

WebSite: www.M-Alirezaei.com

Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://www.t.me/AlirezaeiChannel)

Table 25.3.1—Standard hook geometry for development of deformed bars in tension

Type of standard hook	Bar size	Minimum inside bend diameter	Straight extension [1] ℓ_{ext} , cm.	Type of standard hook
90-degree hook	میلگرد ۱۰ تا ۲۵	$6d_b$	$12d_b$	
	میلگرد ۲۸ تا ۳۴	$8d_b$		
	میلگرد ۳۶ تا ۵۵	$10d_b$		
180-degree hook	میلگرد ۱۰ تا ۲۵	$6d_b$	بیشتر از $4d_b$ یا ۶۵ میلیمتر	
	میلگرد ۲۸ تا ۳۴	$8d_b$		
	میلگرد ۳۶ تا ۵۵	$10d_b$		

[1] A standard hook for deformed bars in tension includes the specific inside bend diameter and straight extension length.

صفحه ۸۱ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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

Table 25.3.2—Minimum inside bend diameters and standard hook geometry for stirrups, ties, and hoops

Type of standard hook	Bar size	Minimum inside bend diameter, cm.	Straight extension [1] ℓ_{ext} , cm.	Type of standard hook
90-degree hook	به قطر ۱۶ میلیمتر و کمتر	$4d_b$	بیشتر از $6d_b$ و نه کمتر از ۷۵ میلیمتر	
	بیشتر از ۱۶ میلیمتر	$6d_b$	$12d_b$	
135-degree hook	به قطر ۱۶ میلیمتر و کمتر	$4d_b$	بیشتر از $6d_b$ و نه کمتر از ۷۵ میلیمتر	
	بیشتر از ۱۶ میلیمتر	$6d_b$		
180-degree hook	به قطر ۱۶ میلیمتر و کمتر	$4d_b$	بیشتر از $4d_b$ و نه کمتر از ۶۰ میلیمتر	
	بیشتر از ۱۶ میلیمتر	$6d_b$		

[1] A standard hook for deformed bars in tension includes the specific inside bend diameter and straight extension length.

صفحه ۸۲ 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 گیرایی آرماتور در کشش

ویرایش ۹۹ مبحث نهم:

$$l_d = \left[\frac{\psi_t \psi_e \psi_s \psi_g}{\lambda \left(\frac{c_b + k_{tr}}{d_b} \right)} \times \frac{0.9 f_y}{\sqrt{f'_c}} \right] d_b > 30 \text{ cm}$$

مقدار ψ_t (ضریب موقعیت میلگردها) برای میلگردهای افقی که حداقل ۳۰ سانتیمتر بتن تازه در زیر آنها، در ناحیه طول گیرایی، ریخته می‌شود برابر ۱.۳ و برای سایر میلگردها برابر یک است.

مقدار ψ_e یا ضریب اندود میلگرد، برای میلگردهای با اندود اپوکسی یا با اندود دو گانه‌ی اپوکسی و روی، با پوشش بتن کمتر از سه برابر قطر میلگرد، و یا فاصله‌ی آزاد بین میلگردها کمتر از شش برابر قطر میلگرد برابر ۱.۵، برای سایر میلگردهایی که با ماده اپوکسی اندود شده‌اند برابر ۱.۲ و برای میلگردهایی که اندود اپوکسی نشده‌اند برابر یک است.

مقدار ψ_s یا ضریب قطر میلگرد برای میلگردهای با قطر کمتر از ۲۰ میلیمتر برابر ۰.۸ و برای میلگردهای با قطر برابر یا بیش از ۲۰ میلیمتر برابر یک است.

مقدار ψ_g یا ضریب رده میلگرد برای میلگردهای S500 و S520 برابر ۱.۱۵ و برای سایر میلگردها برابر یک در نظر گرفته می‌شود.

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission صفحه ۸۳

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

مقدار جمله محصور شدگی رابطه یا $\frac{c_b + k_{tr}}{d_b}$ نباید بیشتر از ۲.۵ در نظر گرفته شود. همچنین

$$k_{tr} = \frac{40 A_{tr}}{sn}$$

که در آن A_{tr} سطح مقطع کل آرماتورهای عرضی قرار گرفته با فاصله s از یکدیگر در امتداد عمود بر سفره میلگردهایی که مهار یا وصله می‌شوند. همچنین n تعداد میلگردهایی است که در یک محل وصله یا مهار می‌شوند. همچنین c_b کوچکترین فاصله‌ی مرکز میلگرد یا سیمی که مهار می‌شود تا نزدیکترین رویه‌ی بتن، و یا نصف فاصله‌ی مرکز تا مرکز میلگردها و یا سیم‌هایی که مهار می‌شوند، است.

ویرایش ۹۲ مبحث نهم:

$$l_d = \left[\frac{\alpha \beta \gamma \lambda}{\left(\frac{c + k_{tr}}{d_b} \right)} \times \frac{0.86 f_{yd}}{\sqrt{f_{cd}}} \right] d_b > 30 \text{ cm}$$

در این رابطه مقدار α مشابه ψ_t ، مقدار β مشابه ψ_e ، مقدار γ مشابه ψ_s ، (با این تفاوت که در ویرایش ۹۲ برای میلگرد ۲۰ هم مقدار آن یک بود) و λ برای بتن سبک برابر ۱.۳ و برای بتن معمولی برابر یک است. همچنین:

$$k_{tr} = \frac{0.12 A_{tr} f_{yd}}{sn}$$

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission صفحه ۸۴

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

نسبت طول گیرایی آرماتور در ویرایش ۹۹ به ۹۲ چقدر است؟

$$\frac{(l_d)_{99}}{(l_d)_{92}} = \frac{\left[\frac{\psi_t \psi_e \psi_s \psi_g}{\lambda \left(\frac{c_b + k_{tr}}{d_b} \right)} \times \frac{0.9 f_y}{\sqrt{f'_c}} \right] d_b}{\left[\frac{\alpha \beta \gamma \lambda}{\left(\frac{c_b + k_{tr}}{d_b} \right)} \times \frac{0.86 f_{yd}}{\sqrt{f_{cd}}} \right] d_b} = \frac{\frac{0.9 f_y}{\sqrt{f'_c}}}{\frac{0.86 \times 0.85 f_y}{0.806 \sqrt{f'_c}}} \cong 1.0$$


صفحه ۸۵ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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

$$l_d = \left[\frac{\psi_t \psi_e \psi_s \psi_g}{\lambda \left(\frac{c_b + k_{tr}}{d_b} \right)} \times \frac{0.9 f_y}{\sqrt{f'_c}} \right] d_b > 30 \text{ cm}$$

این جمله مربوط به اثرات محصور شدگی آرماتورهای مهار شونده است. محاسبه آن برای هر مقطعی از اعضای با توجه به تغییرات محصورشدگی در طول آنها کار مشکلی است. آیین نامه اجازه می‌دهد که این مقدار را برابر ۱.۵ بصورت محافظه کارانه در نظر گرفته شود. لیکن این جمله می‌تواند تا عدد ۲.۵ زیاد شود.

در روش ساده شده، می‌توان این عدد را برابر ۱.۵ در نظر گرفت.

صفحه ۸۶ 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 ساده شده برای طول گیرایی آرماتور در کشش

ویرایش ۹۹ مبحث نهم: جدول ۹-۲۱-۴ طول گیرایی میلگرد بصورت ساده شده را بصورت زیر پیشنهاد می‌دهد:

قطر میلگرد	فاصله آزاد و پوشش
کمتر از ۲۰ میلیمتر	فاصله‌ی آزاد میلگردها یا سیم‌ها در طول گیرایی یا وصله، حداقل برابر با قطر میلگرد بوده؛ و خاموت یا تنگ حداقل آیین نامه‌ای در طول گیرایی تامین شده‌اند؛ یا فاصله‌ی آزاد میلگردها یا سیم‌ها در طول گیرایی یا وصله، حداقل دو برابر قطر میلگرد بوده؛ و پوشش روی میلگرد حداقل برابر با قطر میلگرد است.
برابر یا بیشتر از ۲۰ میلیمتر	سایر موارد

$$\frac{\psi_t \psi_e \psi_g}{1.7\lambda} \times \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b$$

$$\frac{\psi_t \psi_e \psi_g}{1.1\lambda} \times \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b$$

$$\frac{\psi_t \psi_e \psi_g}{2.1\lambda} \times \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b$$

$$\frac{\psi_t \psi_e \psi_g}{1.4\lambda} \times \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b$$

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission صفحه ۸۷

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

ویرایش ۹۲ مبحث نهم: طبق بند ۹-۲۱-۴-۱، برای سهولت در محاسبات، چنانچه فاصله آزاد میلگردها و پوشش روی آنها کمتر از d_b نباشد و حداقل آماتور برشی مطابق رابطه (۹-۱۵-۱۳) در ناحیه طول گیرایی به کار برده شده باشد و یا اینکه فاصله آزاد میلگردها کمتر از $2d_b$ و پوشش روی آنها کمتر از d_b نباشد، $\left(\frac{c+k_{tr}}{d_b}\right)$ را می‌توان برابر با ۱.۵ در نظر گرفت.

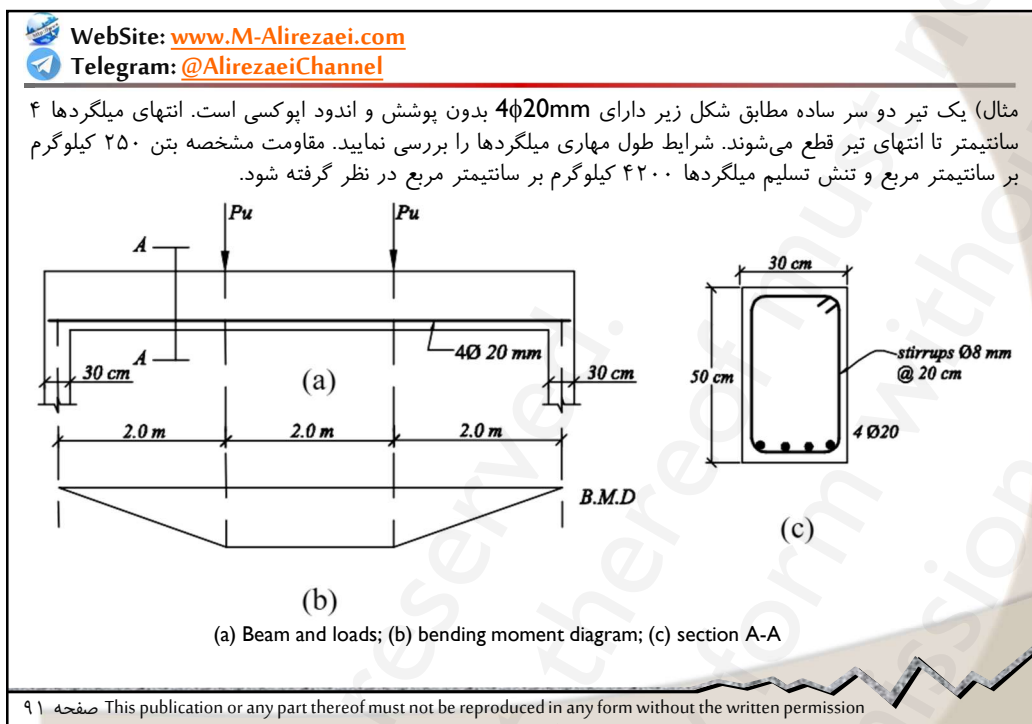
در واقع ویرایش ۹۹ مبحث نهم هم از همان روش ساده سازی محاسبه طول l_d که در ویرایش قبلی پیشنهاد می‌شد، استفاده کرده است و البته به شکل راحتتر توسط یک جدول بیان نموده است. مثلاً برای قطر میلگرد کمتر از ۲۰ میلیمتر داریم:

$$l_d = \left[\frac{\psi_t \psi_e \psi_s \psi_g}{\lambda \left(\frac{c_b + k_{tr}}{d_b} \right)} \times \frac{0.9 f_y}{\sqrt{f'_c}} \right] d_b \approx \left[\frac{\psi_t \psi_e \times 0.8 \times \psi_g}{\lambda \times 1.5} \times \frac{0.9 f_y}{\sqrt{f'_c}} \right] d_b = \frac{\psi_t \psi_e \psi_g}{2.1\lambda} \times \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b$$

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission صفحه ۸۸

 WebSite: www.M-Alirezaei.com Telegram: @AlirezaeiChannel				
بطور خلاصه از جدول زیر می‌توان طول گیرایی میلگرد بر حسب قطر را به ازای مقاومت مشخصه‌های مختلف براساس روش تقریبی میحث نهم ویرایش ۹۹ تعیین نمود. به عنوان مثال برای بتن C30 و میلگرد AIII طول گیرایی میلگرد بالایی تیر با قطر ۲۰ برابر 56d_b است.				
طول گیرایی میلگرد از نوع S400 به ازای قطر میلگرد				
fc (Mpa)	آرماتور پایینی تیر یا آرماتور ستون یا دیوار بر حسب قطر میلگرد برای قطرهای کمتر از ۲۰	آرماتور پایینی تیر یا آرماتور ستون یا دیوار بر حسب قطر میلگرد برای قطرهای برابر یا بیشتر از ۲۰	آرماتور بالایی تیر بر حسب قطر میلگرد برای قطرهای کمتر از ۲۰	آرماتور بالایی تیر بر حسب قطر میلگرد برای قطرهای برابر یا بیشتر از ۲۰
25	38	47	50	61
30	35	43	45	56
35	32	40	42	52
40	30	37	39	48
45	28	35	37	46
50	27	33	35	43
This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission صفحه ۸۹				

 WebSite: www.M-Alirezaei.com Telegram: @AlirezaeiChannel				
طول گیرایی میلگرد از نوع S340 به ازای قطر میلگرد				
fc (Mpa)	آرماتور پایینی تیر یا آرماتور ستون یا دیوار بر حسب قطر میلگرد برای قطرهای کمتر از ۲۰	آرماتور پایینی تیر یا آرماتور ستون یا دیوار بر حسب قطر میلگرد برای قطرهای برابر یا بیشتر از ۲۰	آرماتور بالایی تیر بر حسب قطر میلگرد برای قطرهای کمتر از ۲۰	آرماتور بالایی تیر بر حسب قطر میلگرد برای قطرهای برابر یا بیشتر از ۲۰
25	32	40	42	52
30	30	37	38	47
35	27	34	36	44
40	26	32	33	41
45	24	30	31	39
50	23	28	30	37
طول گیرایی میلگرد از نوع S500 به ازای قطر میلگرد				
fc (Mpa)	آرماتور پایینی تیر یا آرماتور ستون یا دیوار بر حسب قطر میلگرد برای قطرهای کمتر از ۲۰	آرماتور پایینی تیر یا آرماتور ستون یا دیوار بر حسب قطر میلگرد برای قطرهای برابر یا بیشتر از ۲۰	آرماتور بالایی تیر بر حسب قطر میلگرد برای قطرهای کمتر از ۲۰	آرماتور بالایی تیر بر حسب قطر میلگرد برای قطرهای برابر یا بیشتر از ۲۰
25	55	68	71	88
30	50	62	65	80
35	46	57	60	74
40	43	53	56	70
45	41	50	53	66
50	39	48	50	62
This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission صفحه ۹۰				



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

داریم:

$$l_d = \left[\frac{\psi_t \psi_e \psi_s \psi_g}{\lambda \left(\frac{c_b + k_{tr}}{d_b} \right)} \times \frac{0.9 f_y}{\sqrt{f'_c}} \right] d_b > 30 \text{ cm}$$

چون میلگردها در پایین است، ψ_t برابر یک است. چون میلگردها بدون اندود هستند، ψ_e برابر یک است. چون قطر میلگردها برابر ۲۰ میلیمتر است، $\psi_s = 1.0$ است. همچنین ضریب λ چون بتن با وزن معمولی استفاده شده، برابر یک است. مقدار c بصورت زیر تعیین می‌شود.

$$c_b = \min \left(\frac{4.0 + 0.8 + 1.0}{3 \times 2} = 5.8 \text{ cm}, \frac{30 - 4 \times 2 - 2 \times 0.8 - 2.0}{3 \times 2} = 3.07 \text{ cm} \right) = 3.07 \text{ cm}$$

$$k_{tr} = \frac{40 A_{tr}}{s n} = \frac{40 \times 2(\pi \times 0.8^2 \times 0.25)}{20 \times 4} = 0.5$$

مساحت دو ساق خاموت

فاصله خاموت در تعداد میلگرد

۹۲ 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:

$$\frac{c_b + k_{tr}}{d_b} = \frac{3.07 + 0.5}{2} = 1.785$$

$$l_d = \left[\frac{\psi_t \psi_e \psi_s \psi_g}{\lambda \left(\frac{c_b + k_{tr}}{d_b} \right)} \times \frac{0.9 f_y}{\sqrt{f'_c}} \right] d_b = l_d$$

$$= \left[\frac{1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0}{1.0 \times 1.785} \times \frac{0.9 \times 420}{\sqrt{25}} \right] 20 = 84.7 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$$

طول مهاری موجود:

Available development length = $200 + 15 - 4 = 211 \text{ cm} > 84.7 \text{ cm}$ O.K

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission صفحه ۹۳

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

مثال) برای پی منفرد نشان داده شده در شکل، شرایط طول مهاری میلگردها را بررسی نمایید. مقدار کاور بتن ۷.۵ cm، مقاومت مشخصه بتن ۲۵۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع و تنش تسلیم میلگردها ۴۲۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع در نظر گرفته شود.

4 Ø16 mm
ties Ø8 mm @ 25 cm
4 Ø16 mm
55 cm
285 cm
Ø16 mm @ 15 cm
40 cm
40 cm
285 cm
Ø16 mm @ 15 cm

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission صفحه ۹۴

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

چون میلگردها در پایین است، ψ_t برابر یک است. چون میلگردها بدون اندود هستند، ψ_e برابر یک است. چون قطر میلگردها برابر ۱۶ میلیمتر است، $\psi_s = 0.8$ است. همچنین ضریب λ چون بتن با وزن معمولی استفاده شده، برابر یک است. مقدار c_b بصورت زیر تعیین می‌شود.

$$c_b = \min \left(\begin{matrix} 7.5 + 0.8 = 8.3 \text{ cm} \\ \frac{15}{2} = 7.5 \text{ cm} \end{matrix} \right) = 7.5 \text{ cm}$$

چون خاموتی استفاده نشده است، $K_{tr}=0$ در نظر گرفته می‌شود.

$$\frac{c_b + k_{tr}}{d_b} = \frac{7.5 + 0}{1.6} = 4.68 > 2.5 \Rightarrow \frac{c + k_{tr}}{d_b} = 2.5$$

$$l_d = \left[\frac{\psi_t \psi_e \psi_s \psi_g}{\lambda \left(\frac{c_b + k_{tr}}{d_b} \right)} \times \frac{0.9 f_y}{\sqrt{f'_c}} \right] d_b = \left[\frac{1.0 \times 1.0 \times 0.8 \times 1.0}{1.0 \times 2.5} \times \frac{0.9 \times 420}{\sqrt{25}} \right] 16 = 387 \text{ mm}$$

$> 300 \text{ mm}$ طول مهاری موجود:

$$\text{Available length} = \frac{285 - 40}{2} - 7.5 = 115 \text{ cm} > 38.7 \text{ cm} \quad Ok$$

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

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

طول گیرایی میلگردها در فشار

ویرایش ۹۲ مبحث نهم: طول گیرایی میلگردها در فشار کمتر از مقدار طولی گیرایی میلگردها در کشش است. این طول با l_{dc} نمایش داده می‌شود. طول گیرایی یک میلگرد در فشار باید حداقل برابر ۲۰ سانتیمتر یا مقدار بدست آمده از رابطه زیر باشد:

$$l_{dc} = \frac{0.24 f_{yd}}{\sqrt{f_{cd}}} d_b \geq 0.05 f_{yd} d_b > 20 \text{ cm}$$

ویرایش ۹۹ مبحث نهم: طبق بند ۹-۲۱-۳-۸-۱ طول گیرایی میلگردهای آجدار و سیم‌های آجدار در فشار، l_{dc} نباید از هیچ یک از مقادیر زیر کمتر در نظر گرفته شود:

$$l_{dc} = \max \left\{ \frac{\psi_r 0.24 f_y}{\lambda \sqrt{f'_c}} d_b, 0.043 \psi_r d_b \right\} \quad (\text{الف})$$

(ب) ۲۰۰ میلیمتر

در این روابط ضریب محصور شدگی ψ_r برای محصور شدگی توسط دورپیچ، تنگ دایروی پیوسته با قطر بیش از ۶ میلیمتر و گام کمتر از ۱۰۰ میلیمتر، تنگ سیمی به قطر بیش از ۱۲ میلیمتر و فواصل کمتر از ۱۰۰ میلیمتر و دورگیر طبق ضوابط بند ۹-۲۱-۶-۴ با فواصل کمتر از ۱۰۰ میلیمتر، برابر با ۰.۷۵؛ و برای سایر حالات برابر با ۱.۰ در نظر گرفته می‌شود.

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

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

طول گیرایی آرماتور با قلاب استاندارد در کشش

ویرایش ۹۹ مبحث نهم:

$$l_{dh} = \frac{\psi_e \psi_r \psi_o \psi_c}{\lambda} \frac{0.043 f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b^{1.5} > 15 \text{ cm} \quad \text{or} \quad 8d_b$$

مقدار ψ_e (ضریب پوشش) برای میلگردهای با اندود اپوکسی یا با اندود دو گانه‌ی اپوکسی و روی برابر ۱.۲، برای میلگردهای بدون اندود و میلگردهای با اندود روی (گالوانیزه) برابر یک است.

مقدار ψ_r (ضریب آرماتور محصور کننده) برای میلگردهای با قطر کوچکتر یا مساوی ۳۴ میلی‌متر یا $A_{th} \geq 0.4 A_{hs}$ و یا با فاصله‌ی میلگردهای مهار شونده بیش از شش برابر قطر میل گرد برابر یک و برای سایر موارد برابر ۱.۶.

مقدار ψ_o (ضریب محل مهار) برای میلگردهای با قطر کوچکتر یا مساوی ۳۴ میلی‌متر و مهار شده در هسته‌ی ستون و با پوشش جانبی عمود بر صفحه‌ی قلاب بیش از ۶۵ میلی‌متر و یا با پوشش جانبی عمود بر صفحه‌ی قلاب بیش از شش برابر قطر میلگرد برابر یک و برای سایر موارد برابر ۱.۲۵.

مقدار ψ_c برای بتن با مقاومت کمتر از ۴۲ مگاپاسکال برابر $f_c / 105 + 0.6$ و برای بتن با مقاومت بزرگتر یا مساوی ۴۲ مگاپاسکال برابر یک در نظر گرفته شود.

پارامتر A_{hs} مساحت کل آرماتورهای مهار شده با قلاب است.

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

پارامتر A_{th} مساحت کل تنگ‌ها و خاموت‌های محصور کننده‌ی میلگرد مهار شده با قلاب، که حداقل طولی معادل $0.75 l_{dh}$ از انتهای خم را در امتداد l_{dh} محصور کرده‌اند، شامل موارد باشند:

الف- تنگ‌ها و خاموت‌های محصور کننده‌ی قلاب (حداقل دو تنگ یا خاموت) موازی طول l_{dh} با فاصله‌ی مساوی در طول انتهای آزاد خم. فاصله‌ی این تنگ‌ها و خاموت‌ها باید کمتر از هشت برابر قطر میلگرد بوده و در طول پانزده برابر قطر میلگرد، اندازه‌گیری شده از قسمت مستقیم میلگرد مهار شده واقع باشند.

ب- تنگ‌ها و خاموت‌های محصور کننده‌ی قلاب (حداقل دو تنگ یا خاموت) عمود بر طول l_{dh} با فاصله‌ی مساوی در امتداد طول مستقیم. فاصله‌ی این تنگ‌ها و خاموت‌ها باید کمتر از هشت برابر قطر میلگرد باشد.

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

ویرایش ۹۲ مبحث نهم:

$$l_{dh} = \left[0.24k_1k_2\beta\lambda \frac{f_{yd}}{\sqrt{f_{cd}}} \right] d_b > 15 \text{ cm or } 8d_b$$

مقدار β یا ضریب اندود میلگرد، برای میلگردهایی که با ماده اپوکسی اندود شده اند و در آنها ضخامت پوشش بتنی روی میلگردها کمتر از $3d_b$ و فاصله آزاد میلگردها کمتر از $6d_b$ است، برابر ۱.۵ و برای سایر میلگردهایی که با ماده اپوکسی اندود شده‌اند برابر ۱.۲ و برای میلگردهایی که اندود اپوکسی نشده‌اند برابر یک است.

مقدار λ یا ضریب نوع بتن، برای بتن سبک برابر ۱.۳ و برای بتن معمولی برابر یک است.

ضریب k_1 در تمامی موارد برابر یک منظور می‌شود مگر در مواردی که در قلاب‌های با خم ۱۸۰ درجه پوشش بتنی روی قلاب، در امتداد عمود بر صفحه قلاب، مساوی یا بیشتر از ۶۵ میلیمتر و در قلاب‌های با خم ۹۰ درجه پوشش بتن روی قلاب در امتداد عمود بر صفحه قلاب و پوشش در صفحه قلاب به ترتیب مساوی یا بیشتر از ۶۵ و ۵۰ میلیمتر باشد. در این موارد این ضریب را میتوان برابر ۰.۷ در نظر گرفت.

ضریب k_2 در تمامی موارد برابر یک بوده مگر در مواردی که میلگردها در طول گیرایی با خاموت‌های با فاصله مساوی یا کمتر از $3d_b$ محصور شده باشند که در این حالت می‌توان آن را برابر ۰.۸ در نظر گرفت.

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

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

نسبت طول گیرایی آرماتور قلابدار کششی در ویرایش ۹۹ به ۹۲ چقدر است؟

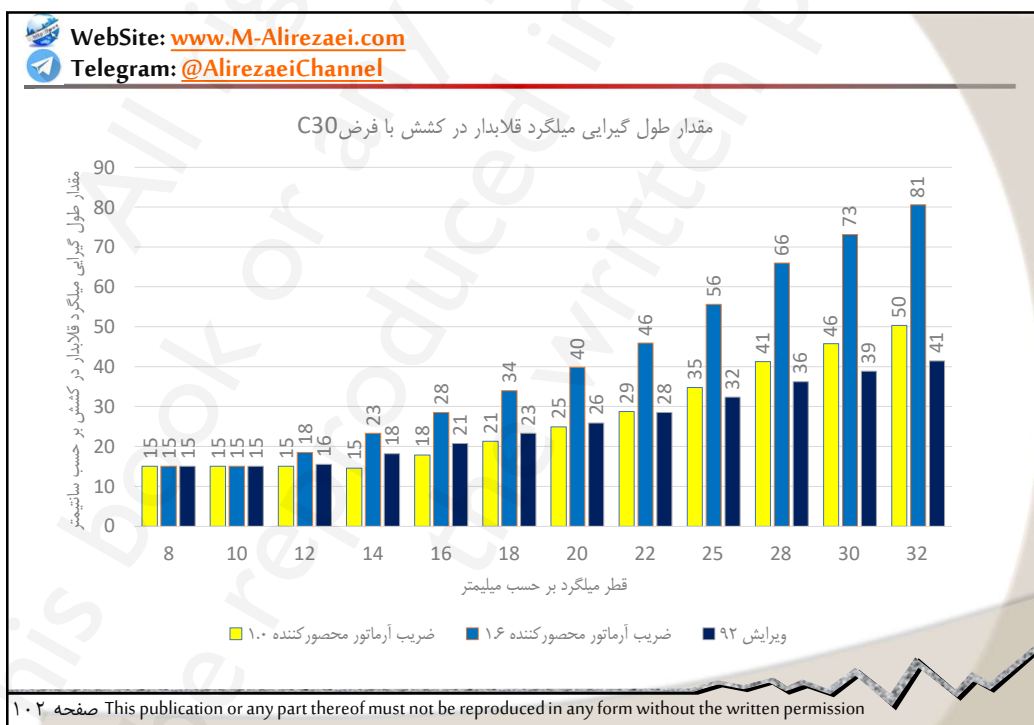
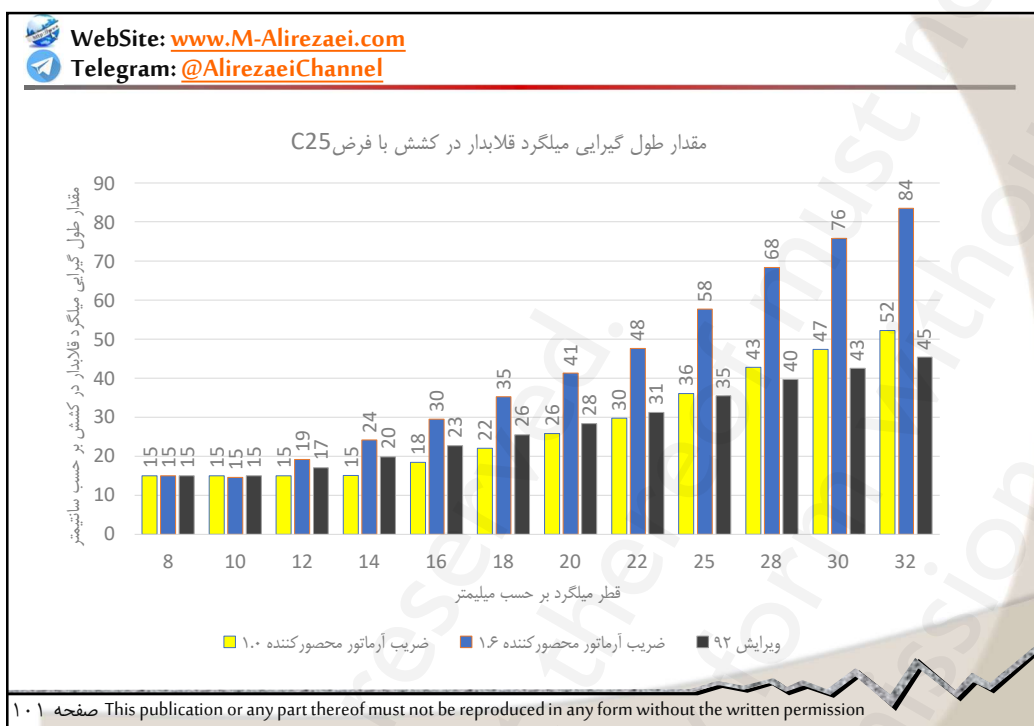
با فرض $f'_c = 30$ و $\psi_r = 1.0$ و $k_1 = 0.7$ و $\psi_e = \psi_c = \psi_o = k_2 = \beta = \lambda = 1.0$ و برای یک رده میلگرد:

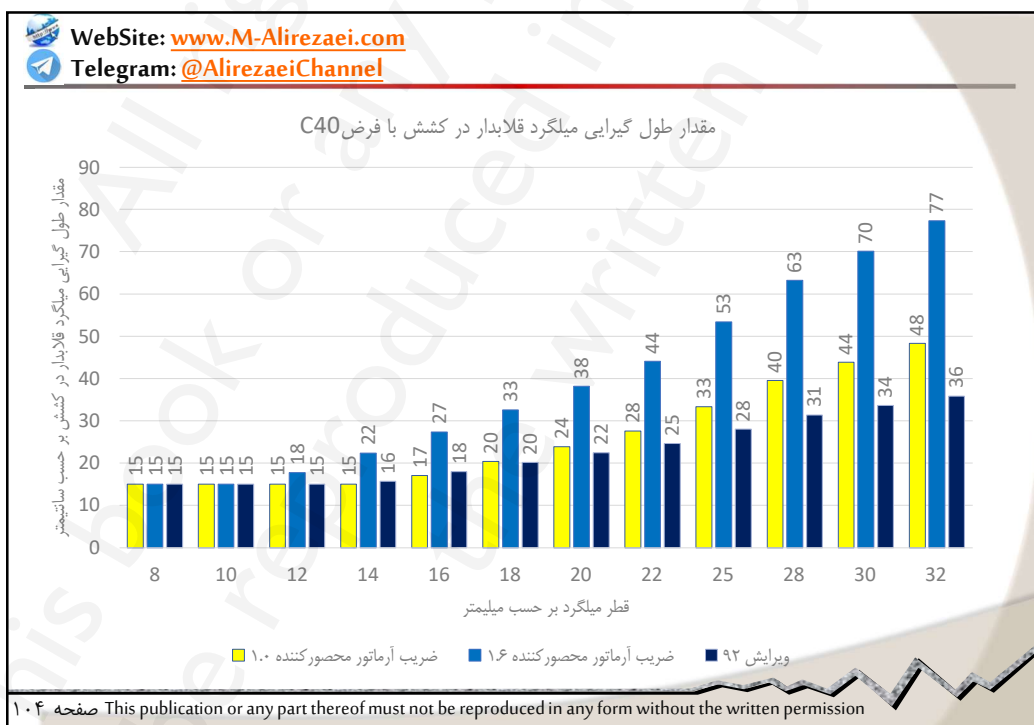
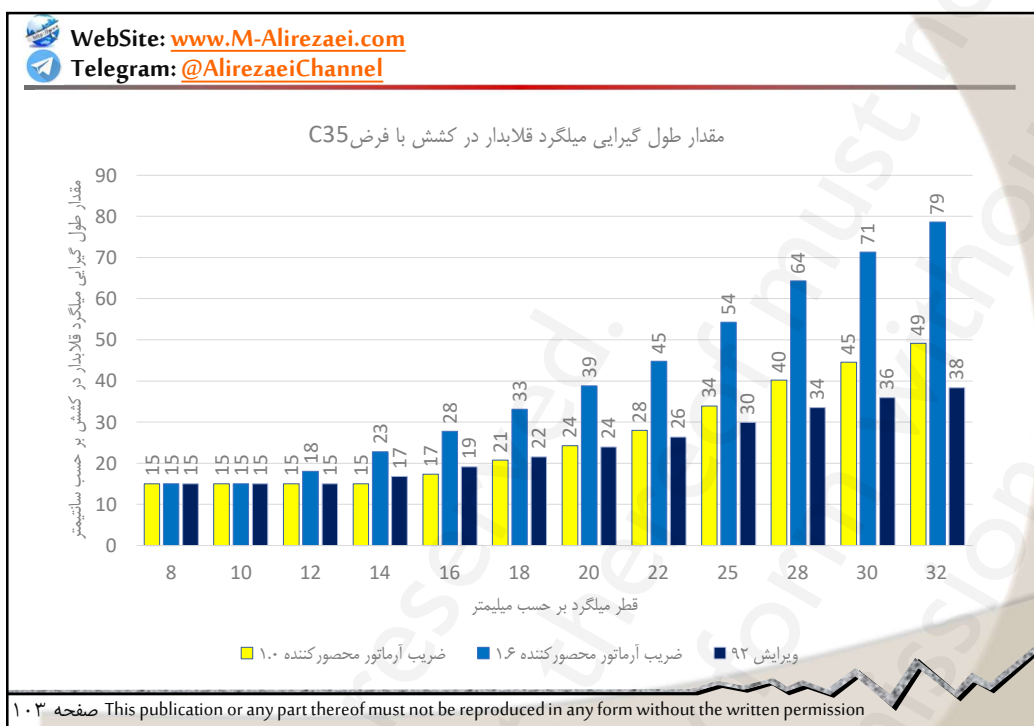
$$\frac{(l_{dh})_{99}}{(l_{dh})_{92}} = \frac{\frac{\psi_e\psi_r\psi_o\psi_c}{\lambda} \frac{0.043f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b^{1.5}}{\left[0.24k_1k_2\beta\lambda \frac{f_{yd}}{\sqrt{f_{cd}}} \right] d_b} = \frac{0.886 \times \frac{0.043f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b^{1.5}}{0.24 \times 0.7 \frac{0.85f_y}{0.806\sqrt{f'_c}} d_b} \cong 0.215\sqrt{d_b}$$

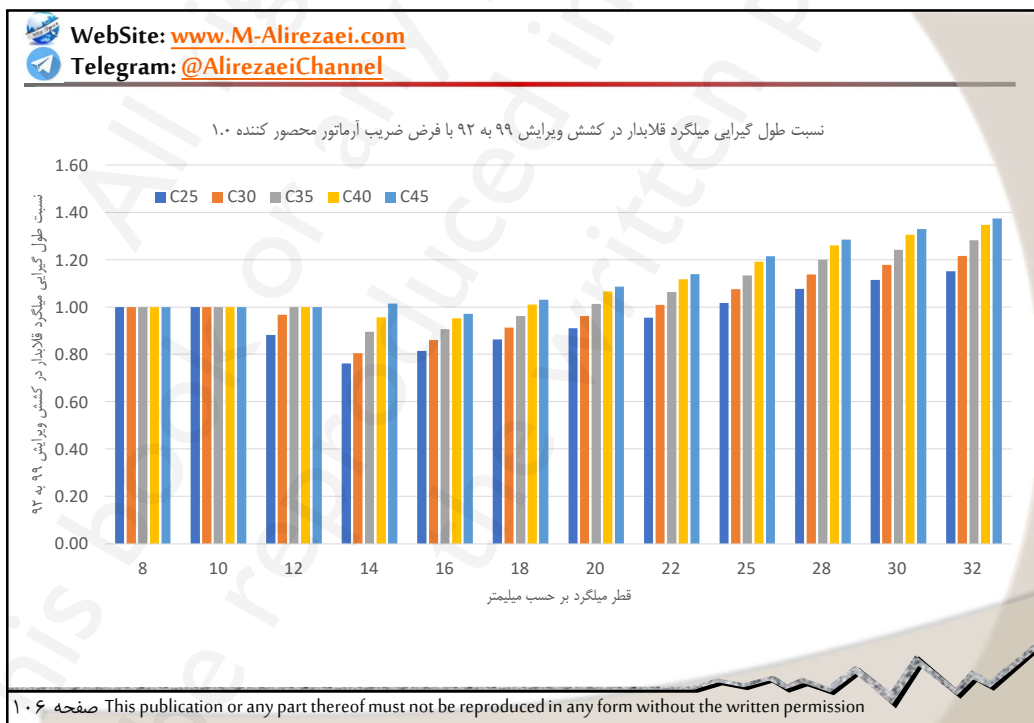
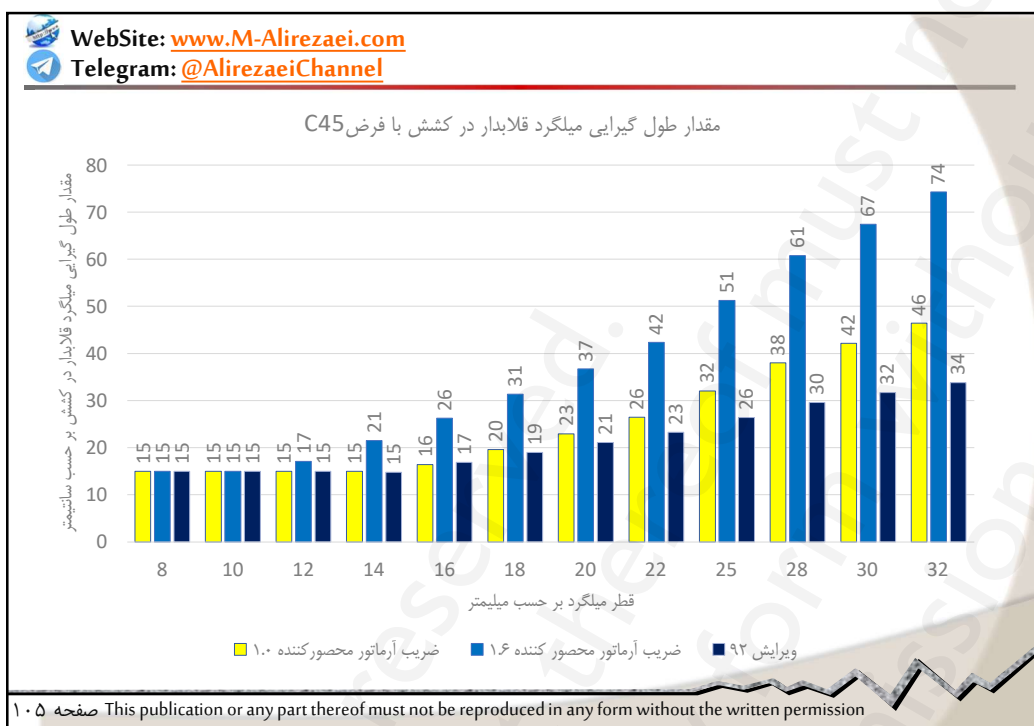
با فرض $f'_c = 30$ و $\psi_r = 1.6$ و $k_1 = 0.7$ و $\psi_e = \psi_c = \psi_o = k_2 = \beta = \lambda = 1.0$ و برای یک رده میلگرد:

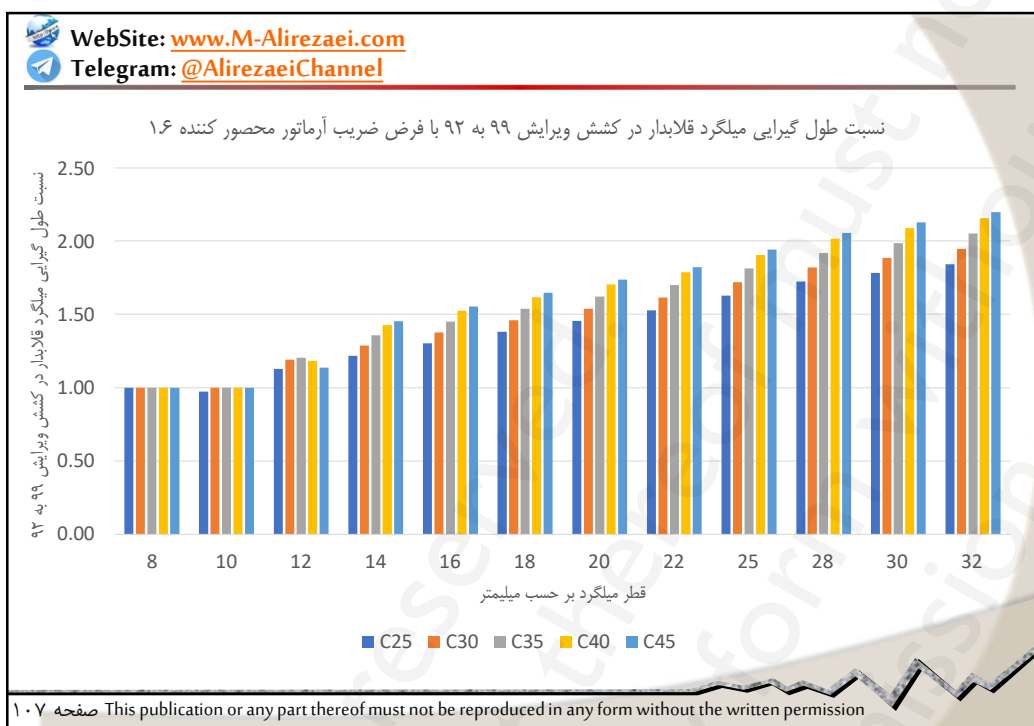
$$\frac{(l_{dh})_{99}}{(l_{dh})_{92}} = \frac{\frac{\psi_e\psi_r\psi_o\psi_c}{\lambda} \frac{0.043f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b^{1.5}}{\left[0.24k_1k_2\beta\lambda \frac{f_{yd}}{\sqrt{f_{cd}}} \right] d_b} = \frac{0.886 \times 1.6 \times \frac{0.043f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b^{1.5}}{0.24 \times 0.7 \frac{0.85f_y}{0.806\sqrt{f'_c}} d_b} \cong 0.34\sqrt{d_b}$$

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







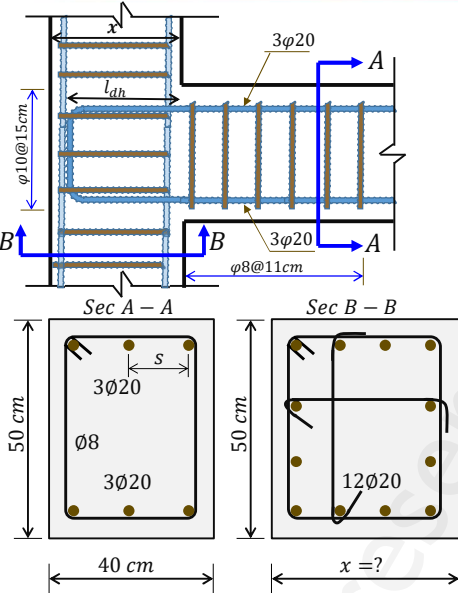


WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

نسبت طول گیرایی میلگرد قلابدار در کشش ویرایش ۹۹ به ۹۲ با فرض ضریب آرماتور محصور کننده ۱.۰						نسبت طول گیرایی میلگرد قلابدار در کشش ویرایش ۹۹ به ۹۲ با فرض ضریب آرماتور محصور کننده ۱.۶					
ϕ	C25	C30	C35	C40	C45	ϕ	C25	C30	C35	C40	C45
8	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	8	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
10	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	10	0.97	1.00	1.00	1.00	1.00
12	0.88	0.97	1.00	1.00	1.00	12	1.13	1.19	1.20	1.18	1.14
14	0.76	0.80	0.89	0.96	1.01	14	1.22	1.29	1.36	1.43	1.45
16	0.81	0.86	0.91	0.95	0.97	16	1.30	1.38	1.45	1.52	1.55
18	0.86	0.91	0.96	1.01	1.03	18	1.38	1.46	1.54	1.62	1.65
20	0.91	0.96	1.01	1.07	1.09	20	1.46	1.54	1.62	1.70	1.74
22	0.95	1.01	1.06	1.12	1.14	22	1.53	1.61	1.70	1.79	1.82
25	1.02	1.08	1.13	1.19	1.21	25	1.63	1.72	1.81	1.91	1.94
28	1.08	1.14	1.20	1.26	1.28	28	1.72	1.82	1.92	2.02	2.06
30	1.11	1.18	1.24	1.30	1.33	30	1.78	1.88	1.99	2.09	2.13
32	1.15	1.22	1.28	1.35	1.37	32	1.84	1.95	2.05	2.16	2.20

۱۰۸ 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 بعد ستون چقدر باشد؟ بتن از نوع C30.
میگردها از نوع AIII (بدون اپکسی) و کاور بتن ۴ سانتیمتر در نظر گرفته شود.

مقدار ψ_e (ضریب پوشش) با توجه به اینکه میگرد بدون پوشش استفاده شده، برابر یک است. برای مقدار ψ_r (ضریب آرماتور محصورکننده) داریم:

$$A_{th} = 2 \times 3 \left(\pi \frac{10^2}{4} \right) = 471 \text{ mm}^2$$

$$0.4A_{hs} = 0.4 \times 3 \left(\pi \frac{20^2}{4} \right) = 377 \text{ mm}^2$$

$$A_{th} > 0.4A_{hs} \quad Ok$$

$$s = \frac{400 - 2 \times 40 - 2 \times 8 - 1 \times 20}{2} = 142 \text{ mm}$$

$$s = 142 \text{ mm} > 6d_b = 6 \times 20 = 120 \text{ mm}$$

در این مثال، هم $A_{th} \geq 0.4A_{hs}$ و هم فاصله میگردهای مهارشونده بیش از شش برابر قطر میگرد است. اگر یکی از این دو شرط هم برقرار بود، مقدار مقدار ψ_r برابر یک بود.

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission صفحه ۱۰۹

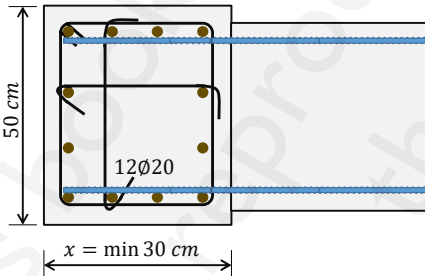
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

$$l_{dh} = \frac{\psi_e \psi_r \psi_o \psi_c}{\lambda} \frac{0.043 f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b^{1.5} > 15 \text{ cm} \quad \text{or} \quad 8d_b$$

$$l_{dh} = \frac{1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times \left(\frac{30}{105} + 0.6 \right) 0.043 \times 400}{1.0 \sqrt{30}} \times 20^{1.5} = 250 \text{ mm}$$

$$> 150 \text{ mm} \quad \text{or} \quad 8d_b = 160 \text{ mm}$$

بنابراین حداقل بعد ستون باید ۳۰ سانتیمتر لحاظ شود.



$x = \min 30 \text{ cm}$

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission صفحه ۱۱۰

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

مثال) حداقل بعد ستون چقدر باشد؟ بتن از نوع C30.
میگردها از نوع AIII (بدون اپکسی) و کاور بتن ۴ سانتیمتر در نظر گرفته شود.

مقدار ψ_e (ضریب پوشش) با توجه به اینکه میگرد بدون پوشش استفاده شده، برابر یک است. برای مقدار ψ_r (ضریب آرماتور محصورکننده) داریم:

$$A_{th} = 2 \times 3 \left(\pi \frac{10^2}{4} \right) = 471 \text{ mm}^2$$

$$0.4A_{hs} = 0.4 \times 4 \left(\pi \frac{20^2}{4} \right) = 502 \text{ mm}^2$$

$A_{th} < 0.4A_{hs}$ Not Ok!

$$s = \frac{400 - 2 \times 40 - 2 \times 8 - 1 \times 20}{3} = 94 \text{ mm}$$

$s = 94 \text{ mm} < 6d_b = 6 \times 20 = 120 \text{ mm}$ Not OK

در این مثال، هم $A_{th} < 0.4A_{hs}$ و هم فاصله میگردهای مهارشونده کمتر از شش برابر قطر میگرد است. بنابراین ضریب آرماتور محصورکننده برابر ۱.۶ است.

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

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

$$l_{dh} = \frac{\psi_e \psi_r \psi_o \psi_c}{\lambda} \frac{0.043 f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b^{1.5} > 15 \text{ cm} \text{ or } 8d_b$$

$$l_{dh} = \frac{1.0 \times 1.6 \times 1.0 \times \left(\frac{30}{105} + 0.6 \right) 0.043 \times 400}{1.0 \sqrt{30}} \times 20^{1.5} = 400 \text{ mm}$$

$> 150 \text{ mm}$ or $8d_b = 160 \text{ mm}$

بنابراین حداقل بعد ستون باید ۴۵ سانتیمتر لحاظ شود.

$x = \min 45 \text{ cm}$

۱۱۲ 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 بعد ستون چقدر باشد؟ بتن از نوع C30. میلگردها از نوع AIII (بدون اپکسی) و کاور بتن ۴ سانتیمتر در نظر گرفته شود.

مقدار ψ_e (ضریب پوشش) با توجه به اینکه میلگرد بدون پوشش استفاده شده، برابر یک است. برای مقدار ψ_r (ضریب آرماچور محصورکننده) در این حالت که در طول قلاب ۴ خاموت داریم:

$$A_{th} = 2 \times 4 \left(\pi \frac{10^2}{4} \right) = 628 \text{ mm}^2$$

$$0.4A_{hs} = 0.4 \times 4 \left(\pi \frac{20^2}{4} \right) = 502 \text{ mm}^2$$

$$A_{th} > 0.4A_{hs} \quad Ok$$

$$s = \frac{400 - 2 \times 40 - 2 \times 8 - 1 \times 20}{3} = 94 \text{ mm}$$

$$s = 94 \text{ mm} < 6d_b = 6 \times 20 = 120 \text{ mm} \quad \text{Not OK}$$

در این مثال، $A_{th} > 0.4A_{hs}$ ولی فاصله‌ی میلگردهای مهار شونده کمتر از شش برابر قطر میلگرد است. بنابراین ضریب آرماچور محصورکننده برابر ۱.۰ است.

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

$$l_{dh} = \frac{\psi_e \psi_r \psi_o \psi_c}{\lambda} \frac{0.043 f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b^{1.5} > 15 \text{ cm} \quad \text{or} \quad 8d_b$$

$$l_{dh} = \frac{1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times \left(\frac{30}{105} + 0.6 \right) 0.043 \times 400}{1.0 \sqrt{30}} \times 20^{1.5} = 250 \text{ mm}$$

$$> 150 \text{ mm} \quad \text{or} \quad 8d_b = 160 \text{ mm}$$

بنابراین حداقل بعد ستون باید ۳۰ سانتیمتر لحاظ شود.

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

مثال) برای اتصال نشان داده شده در شکل روبرو، آرماتورهای بالا برای تنش خمشی بر ستون طراحی شده‌اند. مهار آرماتورهای فوقانی با قلاب ۹۰ درجه را تعیین نمایید.

مقاومت مشخصه بتن ۲۵۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع و تنش تسلیم میلگردها ۴۲۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع در نظر گرفته شود.

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

مقدار ψ_e (ضریب پوشش) با توجه به اینکه بدون بدون اندود است، برابر یک است.

$$l_{dh} = \frac{\psi_e \psi_r \psi_o \psi_c 0.043 f_y}{\lambda \sqrt{f'_c}} d_b^{1.5} > 15 \text{ cm} \text{ or } 8d_b$$

مقدار ψ_r (ضریب آرماتور محصورکننده) چون میلگرد طولی مهار شوند در آرماتورهای عرضی مهار نشده برابر ۱.۶

مقدار ψ_o (ضریب محل مهار) برابر یک (با پوشش جانبی عمود بر صفحه‌ی قلاب بیش از ۶۵ میلی‌متر)

مقدار ψ_c برای بتن با مقاومت کمتر از ۴۲ مگاپاسکال برابر $f_c/105+0.6$ و برای بتن با مقاومت بزرگتر یا مساوی ۴۲ مگاپاسکال برابر یک در نظر گرفته شود.

$$l_{dh} = \frac{\psi_e \psi_r \psi_o \psi_c 0.043 f_y}{\lambda \sqrt{f'_c}} d_b^{1.5} > 15 \text{ cm} \text{ or } 8d_b$$

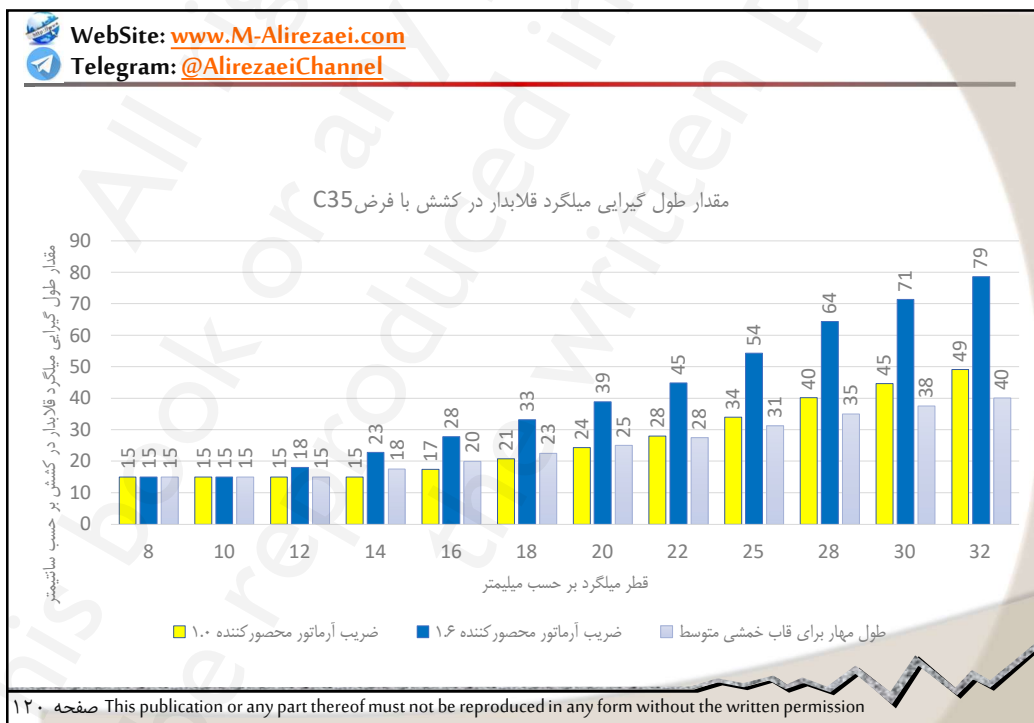
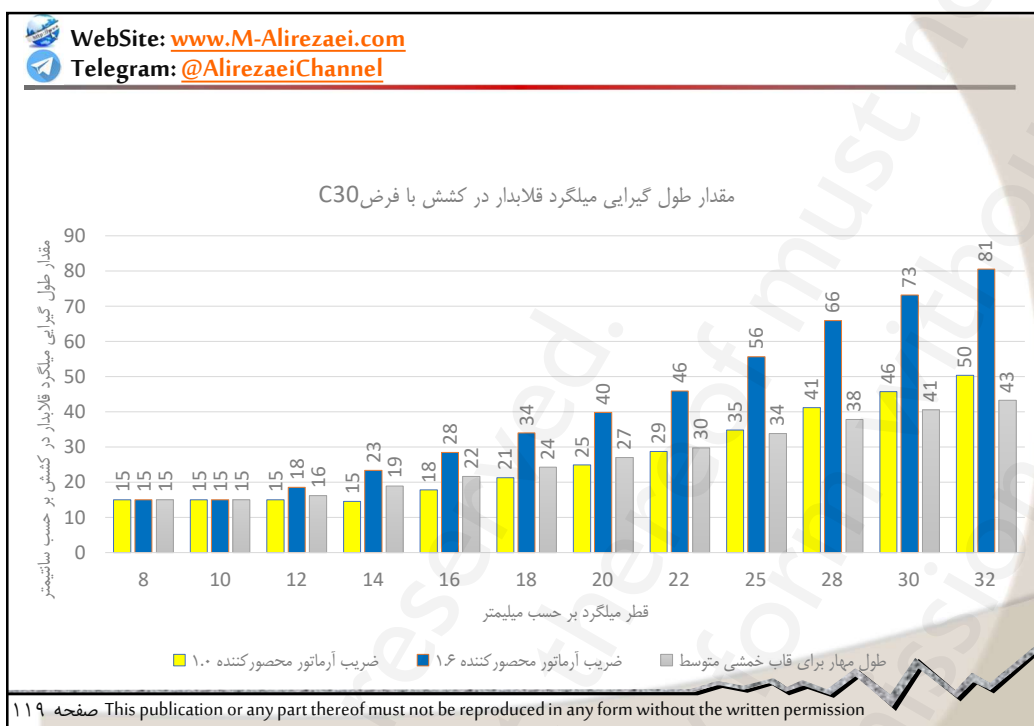
$$l_{dh} = \frac{1.0 \times 1.6 \times 1.0 \times \left(\frac{25}{105} + 0.6 \right) 0.043 \times 420}{1.0 \sqrt{25}} \times 18^{1.5} = 370 \text{ mm}$$

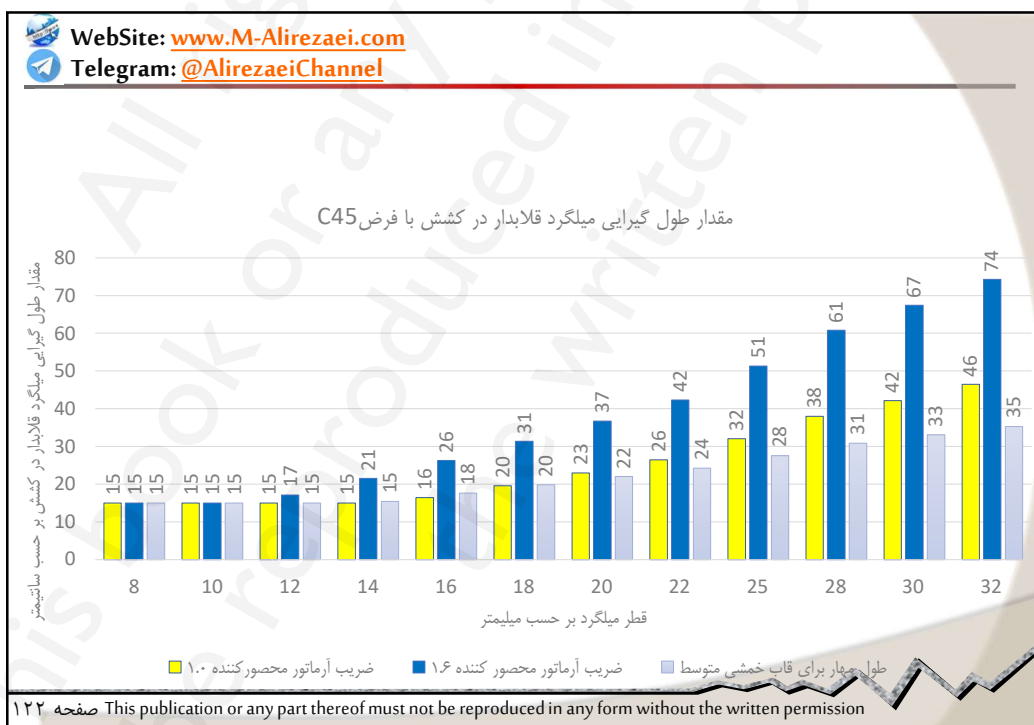
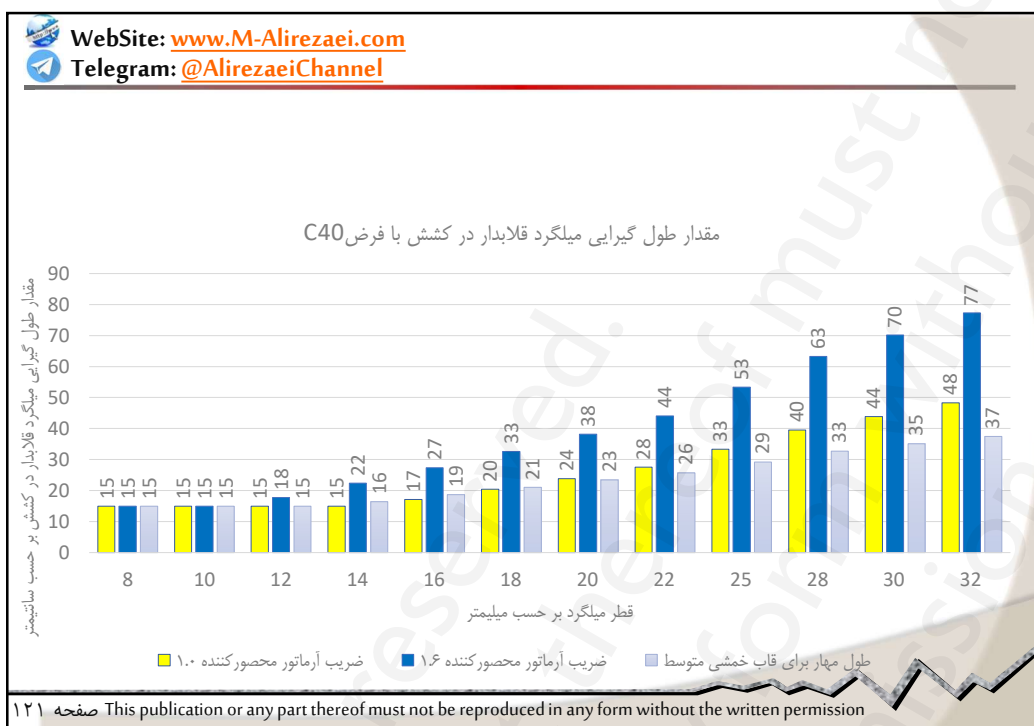
$$> 150 \text{ mm or } 8d_b = 160 \text{ mm}$$

طول مهاری تامین شده ۵۶ سانتیمتر بوده که کافی است.

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







WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

اثر اضافه آرماتور در طول گیرایی بدون قلاب و با قلاب

مبحث نهم ویرایش ۹۲: در مواردی که آرماتور بکار رفته در مقطع بیشتر از آرماتور لازم براساس تحلیل سازه باشد، می‌توان روابط ارائه شده برای طول گیرایی برای کشش f_y و رابطه طول گیرایی با قلاب در کشش f_{yk} را در نسبت آرماتور لازم به آرماتور مصرفی ضرب نمود. این ضریب در مورد ساختمان‌های با شکل‌پذیری ویژه باید برابر یک منظور شود.

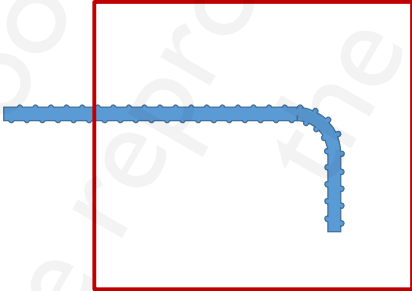
مبحث نهم ویرایش ۹۹: طبق بند ۹-۲۱-۳-۹ طولهای گیرایی محاسبه شده برای f_y و f_{yk} را به جز مواردی که در بند ۹-۲۱-۳-۹ ذکر شده‌اند، می‌توان به نسبت میلگرد مورد نیاز به میلگرد تامین شده کاهش داد. طول گیرایی اصلاح شده در هر صورت نباید از حداقل طول گیرایی تعریف شده برای موارد فوق کمتر باشد.

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission صفحه ۱۲۳

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

۹-۲۱-۳-۹-۲ کاهش طول گیرایی در موارد زیر مجاز نیست:

- الف- در تکیه‌گاه غیر ممتد؛
- ب- در محل‌هایی که مهار یا گیرایی برای تامین تنش تسلیم لازم است؛
- پ- در مواردی که میلگردها باید پیوسته باشند؛
- ت- در سیستم‌های باربر لرزه‌ای در سازه‌های با شکل‌پذیری متوسط و زیاد؛
- ث- برای میلگردهای آجدار سردار یا مهار شده با قلاب و یا دارای مهار مکانیکی؛
- ج- مهار آرماتور شمع در سر شمع



This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission صفحه ۱۲۴



WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

روش‌های وصله میلگرد

به سبب محدودیت در طول میلگرد و محدودیت اجرایی، نیاز به وصله وجود دارد. انواع روش‌های وصله آرماتور عبارتند از:

۱- استفاده از وصله پوششی: متداولترین روش بوده و در اکثر موارد اقتصادی است.

مزایا؟

معایب؟



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



WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

- برای وصله پوششی تماسی، حداقل فاصله‌ی آزاد بین وصله‌های تماسی و میلگردها یا وصله‌های مجاور باید مطابق شکل زیر باشد.

$$s \geq \begin{cases} 25 \text{ mm} \\ \max d_b \\ 1.33 d_{agg} \end{cases}$$

- برای وصله پوششی غیر تماسی در اعضای خمشی، فاصله‌ی عرضی مرکز به مرکز میلگردهای وصله شده نباید از یک پنجم طول وصله و ۱۵۰ میلی‌متر تجاوز نماید.

$$s \leq \begin{cases} 150 \text{ mm} \\ \frac{1}{5} l_{sp} \end{cases}$$

- در وصله پوششی، کاهش طول گیرایی برای در نظر گرفتن اثر آرماتور اضافی در محاسبه‌ی طول وصله‌ها مجاز نیست

- وصله پوششی فقط برای میلگردهای با قطر کمتر از ۳۴ میلیمتر مجاز است.

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



WebSite: www.M-Alirezaei.com

Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

۲- استفاده از وصله جوشی: که با جوش دادن دو میلگرد به یکدیگر انجام میشود. اتصال جوشی نوک به نوک فقط در شرایط کارخانه و در صورتی مجاز است که قطر میلگرد از ۱۰ میلیمتر کمتر نبوده و نسبت سطح مقطع دو میلگرد نیز از ۱.۵ تجاوز نکند.



صفحه ۱۲۷ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission



WebSite: www.M-Alirezaei.com

Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

۳- استفاده از وصله مکانیکی: که با بکار بردن وسایل مکانیکی خاص حاصل می‌شود.



صفحه ۱۲۸ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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

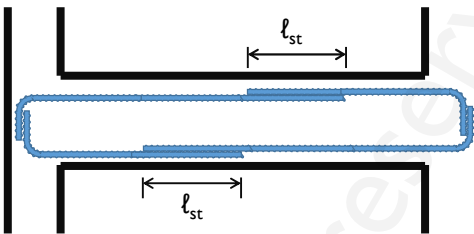
طول وصله پوششی میلگردهای کششی

در وصله پوششی، طول پوشش باید حداقل برابر با $1.3l_d$ باشد. تنها در مواردی که دو شرط زیر بطور توأم تامین شود، طول پوششی را میتوان برابر l_d منظور نمود:

الف) مقدار آرماتور موجود در ناحیه طول پوشش حداقل به اندازه دو برابر مقدار مورد نیاز باشد.

ب) حداکثر نصف آرماتورها موجود در مقطع در ناحیه طول پوشش وصله شوند.

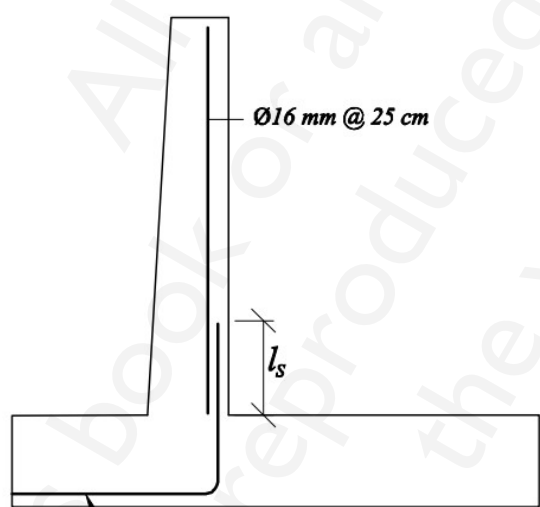
- اگر دو میلگرد با قطرهای نامساوی به هم وصله شوند، طول وصله مورد نیاز باید برابر بزرگترین l_d میلگرد با قطر بزرگتر و l_{st} میلگرد با قطر کوچکتر باشد.



25.5.2.2 If bars of different size are lap spliced in tension, l_{st} shall be the greater of l_d of the larger bar and l_{st} of the smaller bar

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



مثال) برای دیوار حائل نشان داده شده در شکل زیر، برای اتصال آرماتورهای دیوار به آرماتورهای انتظار، نیاز به وصله پوششی است. در صورتی که مقطع بحرانی خمش دیوار بر روی پی باشد، طول وصله مورد نیاز را محاسبه نمایید.

مقاومت مشخصه بتن ۳۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع و تنش تسلیم میلگردها ۴۲۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع در نظر گرفته 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](https://t.me/AlirezaeiChannel)

چون میلگردها قائم هستند، α برابر 1.0 است. چون میلگردها بدون اندود هستند، β برابر یک است. چون قطر میلگردها برابر ۱۶ میلیمتر است، $\gamma=0.8$ است. همچنین ضریب λ چون بتن با وزن معمولی استفاده شده، برابر یک است. مقدار c بصورت زیر تعیین می‌شود.

$$c = \min \left(\begin{array}{l} 7.5 + 0.8 = 8.3 \text{ cm} \\ \frac{25}{2} = 12.5 \text{ cm} \end{array} \right) = 8.3 \text{ cm}$$

چون خاموتی استفاده نشده است، $K_{tr}=0$ در نظر گرفته می‌شود.

$$\frac{c + k_{tr}}{d_b} = \frac{8.3 + 0}{1.6} = 5.18 > 2.5 \Rightarrow \frac{c + k_{tr}}{d_b} = 2.5$$

$$l_d = \left[\frac{f_y}{3.5\lambda\sqrt{f'_c}} \times \frac{\alpha\beta\gamma}{\left(\frac{c + k_{tr}}{d_b}\right)} \right] d_b = \left[\frac{4200}{3.5 \times 1.0\sqrt{300}} \times \frac{1.0 \times 1.0 \times 0.8}{2.5} \right] 1.6$$

$$= 35.47 \text{ cm}$$

بنابراین طول وصله مورد نیاز برابر است با:

Required splice length $l_s = 35.47 \times (1.3) = 46.11 \text{ cm}$, taken as 50 cm.

صفحه ۱۳۱ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

طول وصله پوششی میلگردهای فشاری

طول وصله پوششی برای میلگردهای فشاری برای فولادهای با تنش تسلیم کمتر از ۴۲۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع، برابر $0.0073f_y d_b$ و برای میلگردهای با تنش تسلیم بیشتر، برابر $(0.013f_y - 24)d_b$ است. در هر حالت طول وصله نباید کمتر از ۳۰ سانتیمتر در نظر گرفته شود.

اگر مقاومت مشخصه بتن کمتر از ۲۱۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع باشد، طول وصله باید یک سوم افزایش داده شود.

5.5.5.1 Compression lap splice length ℓ_{sc} of No. 11 or smaller deformed bars in compression shall be calculated in accordance with (a) or (b):

(a) For $f_y \leq 4200 \text{ kg/cm}^2$: ℓ_{sc} is the greater of $0.0073f_y d_b$ and 30 cm.

(b) For $f_y > 4200 \text{ kg/cm}^2$: ℓ_{sc} is the greater of $(0.013f_y - 24)d_b$ and 30 cm.

For $f'_c < 210 \text{ kg/cm}^2$, the length of lap shall be increased by one-third.

صفحه ۱۳۲ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

ضوابط خاص وصله میلگردهای ستون

در ستون‌ها، وصله آرماتورها می‌تواند پوششی، مکانیکی و یا جوشی باشد. وصله باید برای تمام ترکیب‌های بارگذاری مناسب باشد. وصله پوششی میلگردهای تحت فشار، مشمول ضوابط این نوع وصله‌ها در فشار و میلگردهایی که در کشش قرار دارند، مشمول ضوابط آنها می‌شود.

در قطعات تحت فشار چنانچه در ناحیه وصله پوششی، آرماتور عرضی به صورت خاموت با سطح مقطع بیشتر از $0.0015h_s$ وجود داشته باشد، طول پوششی را میتوان در 0.83 ضرب نمود و چنانچه آرماتور عرضی بصورت مارپیچ وجود داشته باشد، طول پوشش را میتوان در 0.75 ضرب نمود. طول پوشش در هر حالت نباید کمتر از 30 سانتیمتر باشد. در محاسبه سطح مقطع خاموت تنها سطح مقطع شاخه‌های عمود در امتداد h محاسبه می‌شود.

(a) For tied columns, where ties throughout the lap splice length have an effective area not less than $0.0015h_s$ in both directions, lap splice length shall be permitted to be multiplied by 0.83 . Tie legs perpendicular to dimension h shall be considered in calculating effective area.

(b) For spiral columns, where spirals throughout the lap splice length satisfy 25.7.3, lap splice length shall be permitted to be multiplied by 0.75 .

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

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

مثال) برای ستون نشان داده شده در شکل زیر که توسط خاموت محصور شده است، وصله پوششی فشاری را طراحی در حالات زیر طراحی نمایید:

الف) وقتی که از میلگرد 16 در هر دو سمت وصله استفاده شده باشد.

ب) وقتی که از میلگرد 16 در یک سمت و از میلگرد 18 در سمت دیگر وصله استفاده شده باشد.

مقاومت مشخصه بتن 300 کیلوگرم بر سانتیمتر مربع و تنش تسلیم میلگردها 4200 کیلوگرم بر سانتیمتر مربع در نظر گرفته شود.

ties $\varnothing 8 \text{ mm}$
@ 25 cm

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



WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

الف) طبق مطالب قبلی، طول وصله در فشار برابر است با:

$$0.0073(4200)(1.6) = 49.06 \text{ cm} \approx 50 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \text{ O.K}$$

ب) در این حالت چون سائز دو میلگرد متفاوت است، طول وصله برابر بزرگترین دو مقدار طول گیرایی میلگرد بزرگتر یا طول وصله میلگرد کوچکتر است. طول گیرایی میلگرد بزرگتر برابر است با:

$$l_{dc} = \frac{0.075f_y}{\lambda\sqrt{f'_c}} d_b = \frac{0.075 \times 4200}{1.0\sqrt{300}} \times 1.8 = 32.74 \text{ cm}$$

که البته نباید کمتر از مقدار زیر هم باشد:

$$l_{dc} \geq 0.0044f_y d_b = 0.0044 \times 4200 \times 1.8 = 33.26 \text{ cm}$$

از قسمت (الف) طول وصله آرماتور ۱۶ برابر ۵۰ سانتیمتر بدست آمد که بیشتر از طول گیرایی میلگرد ۱۸ است. بنابراین طول وصله برابر ۵۰ سانتیمتر است.

با توجه به مطالب گفته شده، کنترل خاموت‌های ستون برای استفاده از ضریب کاهش را بررسی میکنیم.

صفحه ۱۳۵ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission



WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

سطح مقطع موثر خاموت‌ها:

$$\text{Effective area of ties } 2 \times (0.5) = 1.0 \text{ cm}^2$$

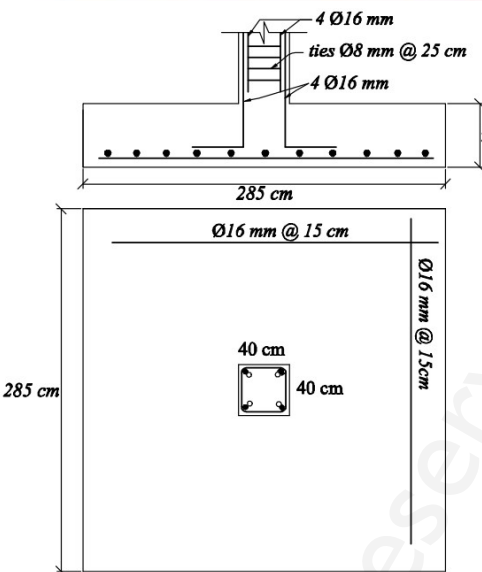
$$0.0015 \times h \times s = 0.0015 \times (40) \times (25) = 1.5 \text{ cm}^2 > 1.0 \text{ cm}^2$$

بنابراین قادر به اعمال ضریب کاهش ۰.۸۳ نیستیم و طول مهاري بدست آمده بدون تغییر باقی خواهد ماند.



صفحه ۱۳۶ 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 پی منفرد نشان داده شده در شکل، از چهار میلگرد ۱۶ برای انتقال بار ستون استفاده شده است. حداقل میزان طول میلگرد در ستون را تعیین نمایید. مقدار کاور بتن ۷.۵ cm، مقاومت مشخصه بتن ۲۵۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع و تنش تسلیم میلگردها ۴۲۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع در نظر گرفته شود.

۱۳۷ 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 گیرایی میلگرد برابر است با:

$$l_{dc} = \frac{0.075 f_y}{\lambda \sqrt{f'_c}} d_b = \frac{0.075 \times 4200}{1.0 \sqrt{250}} \times 1.6 = 31.88 \text{ cm}$$

که البته نباید کمتر از مقدار زیر هم باشد:

$$l_{dc} \geq 0.0044 f_y d_b = 0.0044 \times 4200 \times 1.6 = 29.57 \text{ cm}$$

بنابراین طول گیرایی میلگرد برابر ۳۱.۸۸ cm بوده که از مقدار حداقل ۲۰ سانتیمتر نیز بیشتر است. طول موجود در پی برابر است با:

$$\text{Available length} = 55 - 7.5 - 1.6 - 1.6 = 44.3 \text{ cm} > 31.88 \text{ cm O.K.}$$

بنابراین نیازی به قلاب نیز وجود ندارد ولی در اینجا برای ملاحظات اجرایی قرار داده می‌شود.

وصله میلگردهای ۱۶ در فشار:

$$0.0073(4200)(1.6) = 49.06 \text{ cm} \approx 50 \text{ cm} > 30 \text{ cm O.K.}$$

۱۳۸ 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 وصله پوششی

* در وصله میلگردهای دیوار و دال، فاصله خالصی بین آرماتورهای وصله شونده، مطابق شکل زیر ایجاد شود.

* در ستون ها، وصله آرماتورها بصورت شکل روبرو باشد:

صفحه ۱۳۹ 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 شکل زیر دو روش برای وصله نشان داده شده است. در حالت (الف) محور دو میلگرد در یک راستا بوده و بیشتر در ستون مورد استفاده قرار میگیرد. در شکل (ب) محور دو میلگرد یکی نبوده و بیشتر در تیرها مورد استفاده قرار میگیرد.

(الف) (ب)

* وصله در چه نواحی صورت گیرد تا پرت مصالح حداقل شود؟

صفحه ۱۴۰ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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

گروه میلگردها

وقتی در مقطع تیر از تعداد آرماتور زیاد استفاده شود، (مثلا درصد میلگرد بالا باشد) جاگذاری این میلگردها در مقطع در اجرا و بتن ریزی آنها مشکل است. در بند ۹-۲۱-۵ مبحث نهم، اجازه استفاده از میلگردها بصورت گروهی داده شده است. تعداد میلگردها در هر گروه میلگرد که به صورت یک واحد کار می کنند، به چهار محدود می شود. آرایش های مختلف در زیر نشان داده شده است.



در تیرها استفاده از میلگردهای با قطر بیش از ۳۴ میلی متر به صورت گروه میلگرد مجاز نیست.

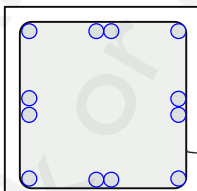
$$d_b \leq 34 \text{ mm} \Rightarrow \text{shall not be bundled in beams}$$

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission صفحه ۱۴۱

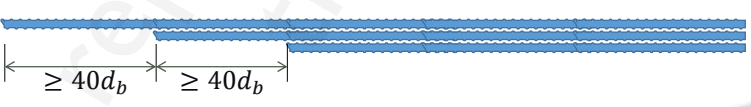
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

گروه میلگرد باید توسط آرماتور عرضی محاط شود.

گروه میلگردهای عرضی گروه میلگردهای تحت فشار باید به قطر حداقل ۱۲ میلی متر باشند.



محل قطع هر میلگرد در گروه میلگرد، در طول دهانه ای اعضای خمشی، باید به فاصله ای حداقل ۴۰ برابر قطر میلگرد از محل قطع سایر میلگردهای گروه باشد.



This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission صفحه ۱۴۲

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

- طول گیرایی میلگردها در گروه میلگرد، در کشش یا فشار، برای گروه میلگردهای ۲ تایی برابر با طول گیرایی میلگردهای منفرد، و برای گروه‌های ۳ تایی و ۴ تایی، به ترتیب ۲۰ و ۳۳ درصد بیشتر از طول گیرایی میلگردهای منفرد در نظر گرفته می‌شود.

طبق مبحث نهم، طول وصله‌ی پوششی هر میلگرد در یک گروه میلگرد، بر اساس طول گیرایی میلگرد منفرد و با در نظر گرفتن افزایش آن برای اثر گروه میلگرد مطابق بند قبل، محاسبه می‌شود. وصله‌های تک تک میلگردها در گروه میلگرد نباید در امتداد میلگردها همپوشانی داشته باشند. وصله‌ی پوششی مجموعه‌ی یک گروه میلگرد با گروه دیگر مجاز نیست.

در کنترل محدودیت‌های فاصله، حداقل پوشش، محاسبه‌ی ضریب محصور شدگی و ضریب اندود که در آنها قطر میلگردها مبنای محاسبه قرار می‌گیرد، قطر گروه میلگرد، برابر قطر میلگرد معادلی فرض می‌شود که سطح مقطع آن با سطح مقطع کل گروه میلگرد مساوی است، و مرکز ثقل آن منطبق بر مرکز ثقل گروه میلگرد است.

در گروه میلگردها با بیش از دو میلگرد، نباید محورهای تمامی میلگردها در یک صفحه واقع شوند. همچنین تعداد میلگردهایی که در یک صفحه قرار می‌گیرند، جز در محل وصله نباید بیش از دو باشد.

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission صفحه ۱۴۳

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

حداقل آرماتور افت و حرارت

طبق ACI318-14 حداقل نسبت آرماتور افت و حرارت برای میلگردهای مختلف بصورت زیر است:

Minimum ratios of deformed shrinkage and temperature reinforcement area to gross concrete area

Reinforcement type	f_y , kg/cm ²	Minimum reinforcement ratio
Deformed bars	<4200	0.002
Deformed bars or welded wire reinforcement	>4200	Greater of: (0.0018 × 4200) / f_y 0.0014

فاصله آرماتورهای حرارت نباید از 5h یا 45 cm بیشتر شود.

24.4.3.3 The spacing of deformed shrinkage and temperature reinforcement shall not exceed the lesser of 5h and 18 in.

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission صفحه ۱۴۴



WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

حداقل فاصله بین میلگردها از هم

طبق **ACI318-19** فاصله خالص بین میلگردها از هم در یک لایه افقی حداقل برابر بیشترین سه مقدار 2.5 سانتیمتر، قطر میلگرد یا $4/3$ قطر بزرگترین سنگدانه باشد.

همچنین در ستون ها، پدستال ها و المان های مرزی دیوارها فاصله خالص بین میلگردها از هم برابر بیشترین سه مقدار 4.8 سانتیمتر، یک و نیم برابر قطر میلگرد یا $4/3$ قطر بزرگترین سنگدانه باشد.

25.2.1 For parallel nonprestressed reinforcement in a horizontal layer, clear spacing shall be at least the greatest of 2.5 cm., d_b , and $(4/3)d_{agg}$.

25.2.3 For longitudinal reinforcement in columns, pedestals, struts, and boundary elements in walls, clear spacing between bars shall be at least the greatest of 4.8 cm., $1.5d_b$, and $(4/3)d_{agg}$.

d_{agg} = nominal maximum size of coarse aggregate.

صفحه ۱۴۵ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission



WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

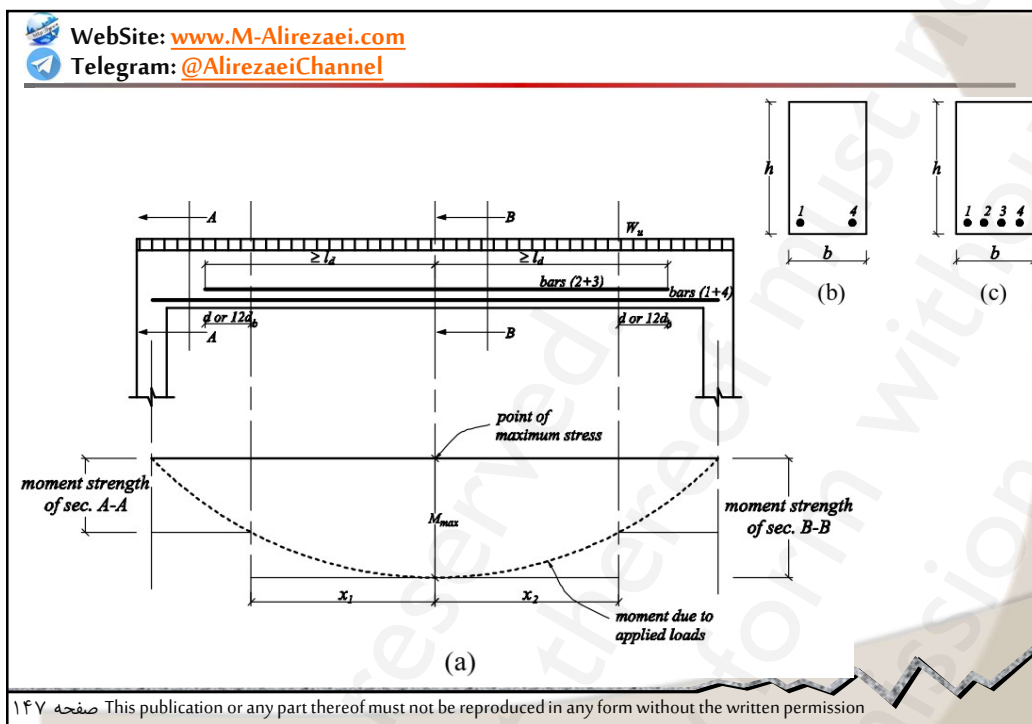
قطع و برش آرماتورهای خمشی

آرماتورهایی که در مقطع از تیر نیاز نباشند را میتوان قطع نمود. این امر باعث کاهش وزن میلگرد مصرفی و در نهایت کاهش هزینه ساخت خواهد شد. همچنین کاهش تعداد میلگردها باعث سهولت بتن ریزی و اجرا خواهد شد.

* در هر مقطع بحرانی، باید بعد از آن آرماتورها به میزانی ادامه داده شوند. میلگردها باید از محل مقطعی که وجودشان دیگر برای تحمل خمش لازم نیست طول حداقل برابر با d یا $12d_b$ هر کدام بزرگترند، ادامه داده شوند. رعایت این ضابطه در انتهای عضو با تکیه گاه ساده و یا انتهای آزاد عضو طره ای الزامی نیست.

7.7.3.3 Reinforcement shall extend beyond the point at which it is no longer required to resist flexure for a distance at least the greater of d and $12d_b$, except at supports of simply-supported spans and at free ends of cantilevers.

صفحه ۱۴۶ 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 خاص مهار آرماتور خمشی مثبت

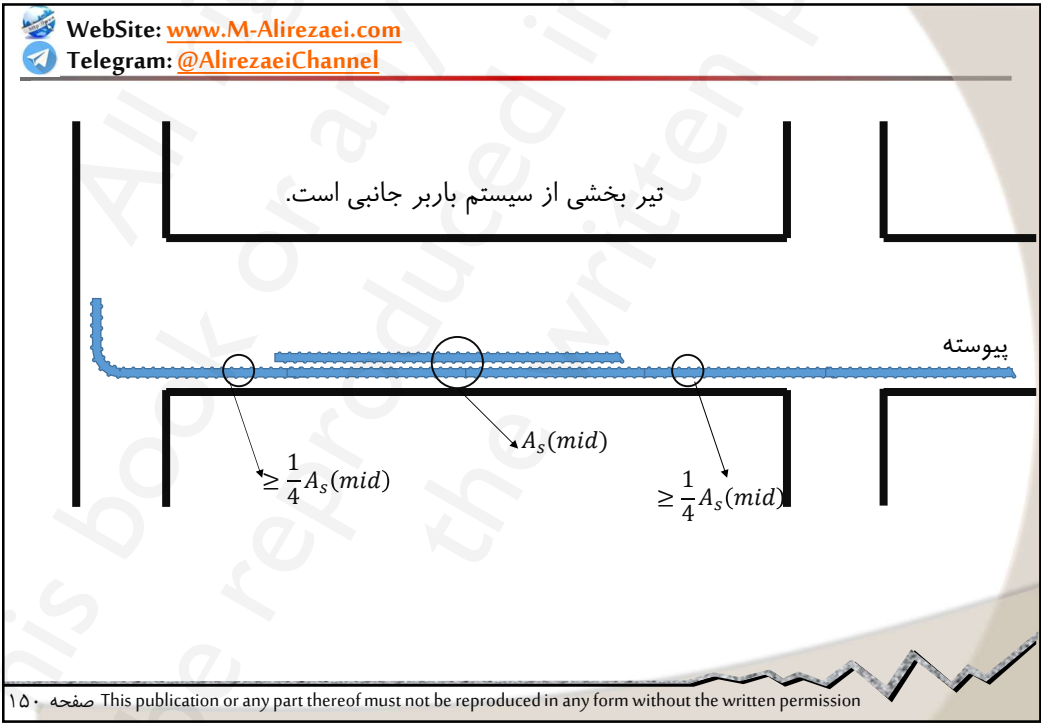
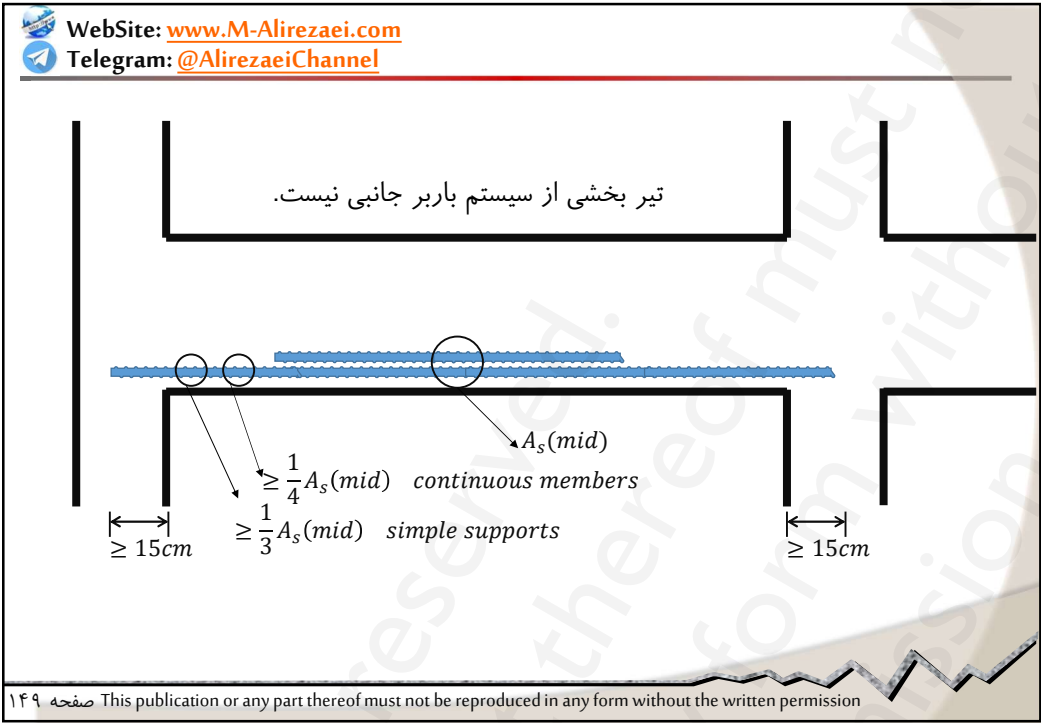
حداقل یک سوم آرماتور خمشی مثبت، در قطعات با تکیه‌گاه ساده، و یک چهارم آرماتور خمشی مثبت، در قطعات یکسره، باید در طول وجهی از قطعه که در آن قرار گرفته‌اند تا روی تکیه‌گاه ادامه داده شوند. در تیرها این میلگردها باید به اندازه حداقل ۱۵۰ میلیمتر در داخل تکیه‌گاه ادامه یابند.

در قطعات خمشی که به عنوان عضوی از یک سیستم اصلی در مقابل بارهای جانبی به کار برده شده‌اند، آن گروه از آرماتور خمشی مثبت که بر طبق بند فوق، تا روی تکیه‌گاه ادامه می‌یابد باید بطور کامل در تکیه‌گاه مهار شود به طوری که آرماتور بتواند در مقطع بر تکیه‌گاه به تنش جاری شدن، f_y برسد.

9.7.3.8.1 At simple supports, at least one-third of the maximum positive moment reinforcement shall extend along the beam bottom into the support at least 6 in.

9.7.3.8.2 At other supports, at least one-fourth of the maximum positive moment reinforcement shall extend along the beam bottom into the support at least 6 in. and, if the beam is part of the primary lateral-load-resisting system, shall be anchored to develop f_y at the face of the support.

148 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](https://t.me/AlirezaeiChannel)

ضوابط خاص مهار آرماتور خمشی منفی

آرماتور خمشی منفی در قطعات خمشی یکسره، گیردار، طره و یا تمامی قطعات قاب‌های پیوسته باید با یکی از روش‌های گفته شده در تکیه‌گاه‌ها مهار شوند.

حداقل یک سوم آرماتور خمشی منفی موجود در تکیه‌گاه یک عضو خمشی باید تا محل نقطه عطف منحنی تغییر شکل عضو ادامه داده شده و از این محل به اندازه حداقل d ، $12d_b$ و یک شانزدهم طول دهانه خالص، هر کدام بزرگتر است، فراتر برده شود.

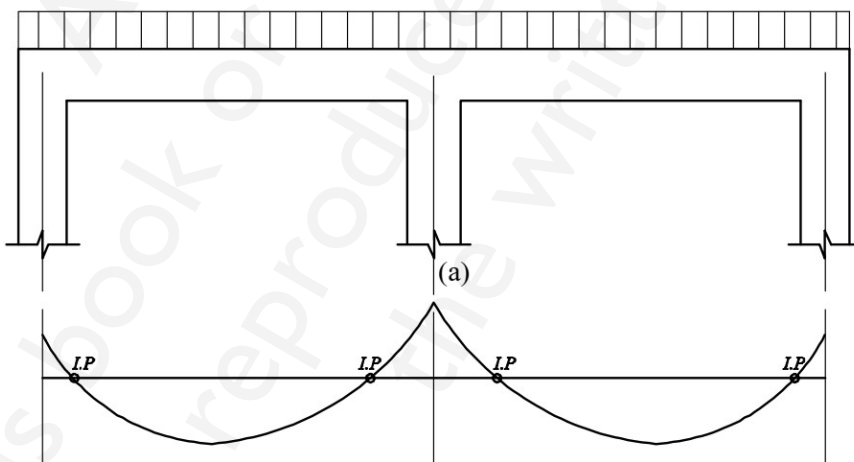
9.7.3.4 At least one-third of the negative moment reinforcement at a support shall have an embedment length beyond the point of inflection at least the greatest of d , $12d_b$, and $\ell_n/16$.

صفحه ۱۵۱ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

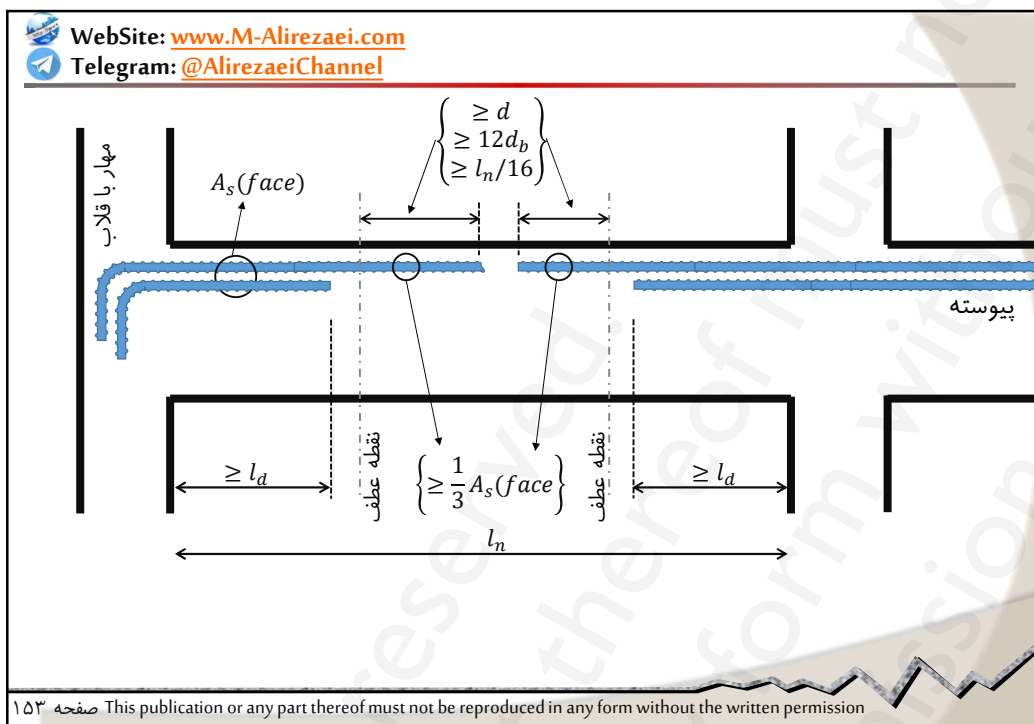


WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

نقاط عطف برای یک تیر پیوسته در شکل زیر نشان داده شده است.



صفحه ۱۵۲ 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 دو سر ساده نشان داده شده در شکل، که تحت نیروهای ضریبدار هستند، از چهار میلگرد ۲۲ بین تکیه‌گاه‌ها استفاده شده است. محل قطع آرماتورها را تعیین نمایید. عرض تکیه‌گاه برابر ۳۰ سانتیمتر، مقاومت مشخصه بتن ۲۵۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع و تنش تسلیم میلگردها ۴۲۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع در نظر گرفته شود. (اسلاید بعدی)

پاسخ: برای مقطع A-A داریم:

$$d = 70 - 4 - 0.8 - 2.2 - 2.5/2 = 61.75 \text{ cm}$$

برای مقطع B-B داریم:

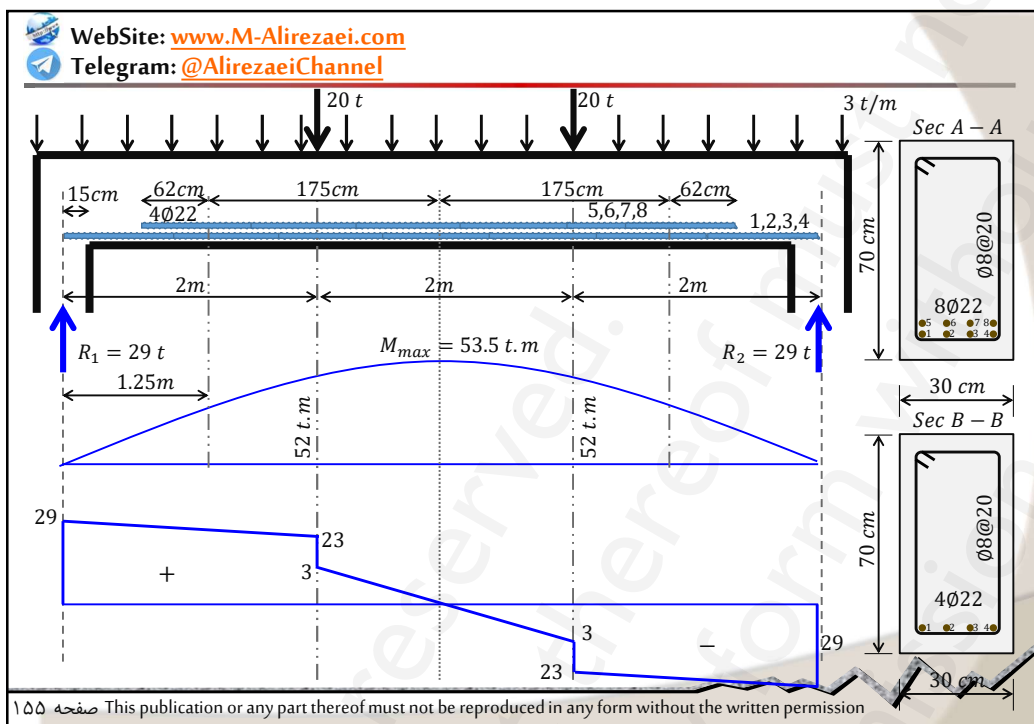
$$d = 70 - 4 - 0.8 - 2.2/2 = 64.10 \text{ cm}$$

ظرفیت خمشی مقطع B-B با 4φ22 برابر است با:

$$M_u = 0.9 \times \rho b d^2 f_y \left(1 - 0.59 \rho \frac{f_y}{f'_c} \right)$$

$$= 0.9 \times \frac{15.2}{30 \times 64.1} \times 30 \times 64.1^2 \times 4200 \left(1 - 0.59 \times \frac{15.2}{30 \times 64.1} \times \frac{4200}{250} \right) = 33.95 \text{ t.m}$$

۱۵۴ 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 قطع تئوریک 4Ø22 در فاصله x از آکس تکیه‌گاه سمت چپ است که با معادله زیر تعیین می‌شود.

$$33.95 = 29x - 1.5x^2 \Rightarrow 1.5x^2 - 29x = 33.95$$

با حل این معادله درجه دو داریم:

$$x = \frac{29 \pm \sqrt{(29)^2 - 4 \times 1.5 \times 33.95}}{2 \times 1.5} \Rightarrow x = 1.25 \text{ m} \text{ or } x = 18.08 \text{ m}$$

الزامات ACI318:

۱- آرماتورها بایستی حداقل به میزان عمق موثر تیر $d = 61.75 \text{ cm}$ و $12d_b = 12(2.2) = 26.4$ ادامه داده شوند. بنابراین میزان میلگرد ادامه داده شده 62 cm در نظر گرفته می‌شود.

بنابراین طول قطع برابر است با:

$$\text{Length of cutoff bars} = 2(175 + 62) = 474 \text{ cm}$$

156 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

۲- فاصله بین نقطه بحرانی (تنش حداکثر) تا انتهای میلگرد، از هر طرف بایستی بزرگتر یا برابر طول مهاری آن میلگرد در کشش I_h باشد. برای میلگردها در کشش داریم:

چون میلگردها در پایین است، α برابر یک است. چون میلگردها بدون اندود هستند، β برابر یک است. چون قطر میلگردها برابر ۲۲ میلیمتر است، $\gamma = 1.0$ است. همچنین ضریب λ چون بتن با وزن معمولی استفاده شده، برابر یک است. مقدار C بصورت زیر تعیین می‌شود.

$$c = \min \left(\frac{4.0 + 0.8 + 1.1 = 5.9 \text{ cm}}{3 \times 2} = 3.03 \text{ cm} \right)$$

$$k_{tr} = \frac{40A_{tr}}{sn} = \frac{40 \times 2(\pi \times 0.8^2 \times 0.25)}{20 \times 4} = 0.5$$

$$\frac{c + k_{tr}}{d_b} = \frac{3.03 + 0.5}{2.2} = 1.6 < 2.5 \quad Ok$$

صفحه ۱۵۷ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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

$$l_d = \left[\frac{f_y}{3.5\lambda\sqrt{f'_c}} \times \frac{\alpha\beta\gamma}{\left(\frac{c + k_{tr}}{d_b}\right)} \right] d_b = \left[\frac{4200}{3.5 \times 1.0\sqrt{250}} \times \frac{1.0 \times 1.0 \times 1.0}{1.6} \right] 2.2 =$$

$$= 104.36 \text{ cm}$$

طول مهاری موجود:

Available development length = $474/2 = 237 \text{ cm} > 104.36 \text{ cm}$.

۳- حداقل یک سوم میلگردهای لنگر مثبت بایستی به میزان ۱۵ سانتیمتر داخل تکیه‌گاه ادامه داده شوند. در این مثال نصف کل آرماتورهای لنگر مثبت داخل تکیه‌گاه ادامه داده شده است.

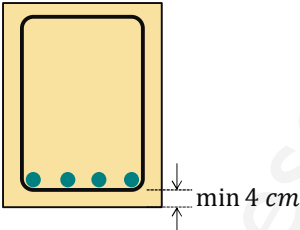
صفحه ۱۵۸ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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

مقدار کاور میلگرد

* طبق ویرایش ۹۲ مبحث نهم، مقدار حداقل کاور میلگردها در شرایط محیطی متوسط برای تیرها و ستون‌ها ۴۵، برای دال‌ها و تیرچه‌ها ۳۰، برای دیوارها و پوسته‌ها ۲۵ و برای شالوده ۵۰ میلیمتر بود.

* طبق ویرایش ۹۹ مبحث نهم، مقدار حداقل کاور میلگردها برای بتن که در تماس با هوا و یا خاک نیست، برای تیرها، ستون‌ها، ستون پایه‌ها و اعضای کششی ۴۰ میلیمتر و برای دال‌ها، تیرچه‌ها و دیوارها (برای میلگردهای با قطر ۳۴ و کمتر) برابر ۲۰ میلیمتر در نظر گرفته شده است.



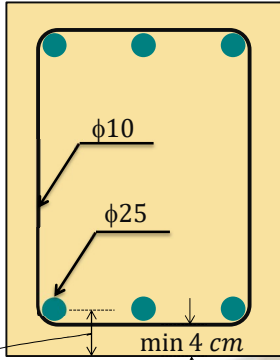
min 4 cm

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission صفحه ۱۵۹

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

ویرایش ۹۹ مبحث نهم:

شرایط محیطی سازه بتنی	نوع عضو	میلگردها	پوشش روی میلگردها، میلیمتر
بتن در تماس دائم با خاک است	تمام اعضا	تمام میلگردها	۷۵
بتن در تماس با هوا و یا تماس غیردائم با خاک است.	تمام اعضا	میلگردهای به قطر ۱۸ تا ۵۸ میلیمتر	۵۰
		میلگردها و سیم‌های به قطر ۱۶ میلیمتر و کمتر	۴۰
	دال‌ها، تیرچه‌ها و دیوارها	میلگردهای بزرگتر از قطر ۳۶ میلیمتر	۴۰
بتن در تماس با هوا و یا تماس با خاک نیست.		میلگردهای قطر ۳۴ میلیمتر و کمتر	۲۰
	تیرها، ستون‌ها، ستون‌های پایه‌ها و اعضای کششی	آرماتورهای طولی، خاموت‌ها، بست‌ها، دورپیچ‌ها و تنگ‌ها	۴۰



min 4 cm

min 6.25 cm

پوشش خالص

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission صفحه ۱۶۰

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

Define menu > Section Properties > Frame Sections

Longitudinal Bars

Clear Cover for Confinement Bars: 4 cm

Number of Longitudinal Bars Along 3-dir Face: 3

Number of Longitudinal Bars Along 2-dir Face: 5

Longitudinal Bar Size and Area: 25 ... 4.91 cm²

Corner Bar Size and Area: 25 ... 4.91 cm²

Design Type

☐ P-M2-M3 Design (Column)

☒ M3 Design Only (Beam)

Rebar Material

Longitudinal Bars: AIII

Confinement Bars (Ties): All

Cover to Longitudinal Rebar Group Centroid

Top Bars: 6.25 cm

Bottom Bars: 6.25 cm

Reinforcement Area Overwrites for Ductile Beams

Top Bars at I-End: 0 cm²

Top Bars at J-End: 0 cm²

Bottom Bars at I-End: 0 cm²

Bottom Bars at J-End: 0 cm²

تعریف مقطع ستون

تعریف مقطع تیر

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

ویرایش ۹۹ مبحث نهم: طبق بند ۹-۴-۹-۲ برای گروه میلگردها، ضخامت پوشش بتنی روی آنها، نباید از کوچکترین دو مقدار (الف) و (ب) زیر کمتر باشد:

الف- قطر معادل گروه میلگردها؛

ب- ۷۵ میلیمتر برای مواردی که بتن بر روی خاک ریخته شده و با آن در تماس دائمی است؛ و ۵۰ میلی متر برای مواردی که بتن در تماس با خاک ریخته نشده است.

20.5.1.3.5 For bundled bars, specified concrete cover shall be at least the smaller of (a) and (b):

(a) The equivalent diameter of the bundle

(b) 50 mm and for concrete cast against and permanently in contact with ground, the specified cover shall be 75 mm.

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](https://t.me/AlirezaeiChannel)

مثال) مقدار کاور بتن چقدر باشد؟

$$\text{Cover: min} \begin{cases} 50 \text{ mm} \\ 3 \times \frac{\pi \times 2^2}{4} = \frac{\pi \times d^2}{4} \rightarrow d = \sqrt{3 \times 2^2} = \underline{3.46 \text{ cm}} \end{cases}$$

بنابراین با احتساب ۱ سانتیمتر قطر خاموت، همان مقدار ۴ سانتیمتر کافی است.

پوشش خالص

صفحه ۱۶۳ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

مثال) مقدار کاور بتن چقدر باشد؟

$$\text{Cover: min} \begin{cases} 50 \text{ mm} \\ 3 \times \frac{\pi \times 2.5^2}{4} = \frac{\pi \times d^2}{4} \rightarrow d = \sqrt{3 \times 2.5^2} = \underline{4.3 \text{ cm}} \end{cases}$$

بنابراین با احتساب ۱ سانتیمتر قطر خاموت، همان مقدار ۴ سانتیمتر کافی است.

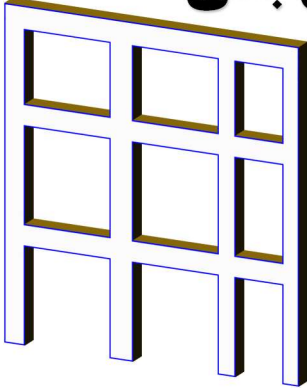
پوشش خالص

صفحه ۱۶۴ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

فصل چهارم

تحلیل و طراحی سازه‌های بتنی



۱۶۵ 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](https://t.me/AlirezaeiChannel)

روش طراحی سازه‌های بتنی

در سال‌های قبل استفاده از روش تنش مجاز (working stress design) برای طراحی سازه‌های بتنی متداول بوده است. در این روش، اثر بارهای بدون ضریب با ظرفیت مجاز مقطع مقایسه می‌شد. امروزه روش مقاومت نهایی یا روش حالات حدی (strength design or limit-state design) جایگزینی برای روش تنش مجاز شده است.

گام‌های ایجاد شده برای تغییر این روش‌های طراحی بصورت زیر است:

The 1956 ACI code included ultimate strength design in the Appendix.

The 1963 ACI code awarded the two methods equal standing.

The 1971 ACI code became almost totally a strength code.

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

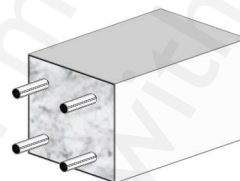


WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

طبق ویرایش ۹۸ مبحث ششم:

براساس بند ۲-۳-۲-۶ مبحث ششم ویرایش ۹۸ برای طراحی به روش ضرایب بار و مقاومت داریم:

1. $1.4D$
2. $1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$
3. $1.2D + 1.6(L_r \text{ or } S \text{ or } R) + (L \text{ or } 0.5(1.6W))$
4. $1.2D + 1.0(1.6W) + L + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$
5. $1.2D + 1.0E + L + 0.2S$
6. $0.9D + 1.0(1.6W)$
7. $0.9D + 1.0E$



۲-۳-۲-۶ الف) ضرایب بار مربوط به L در ترکیب بارهای ۳، ۴ و ۵ را برای کاربریهایی که مقدار L_0 آنها کمتر از ۵ کیلونیوتن بر متر مربع است، به استثنای کف پارکینگ‌ها یا محل‌های اجتماع عمومی می‌توان برابر ۰.۵ منظور نمود. مشروط به آنکه طبق ضوابط بند ۵-۵-۶ کاهش بارهای زنده در محاسبه بار L منظور نشده باشد.

صفحه ۱۶۹ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission



WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

ضریب اطمینان طراحی سازه بتنی

برای ترکیب بار ثقلی داریم:

$$\text{Factor of safety} = \frac{1.2D + 1.6L}{D + L} \left(\frac{1}{\phi} \right) = \frac{1.2 + 1.6\left(\frac{L}{D}\right)}{1 + \left(\frac{L}{D}\right)} \left(\frac{1}{\phi} \right)$$

مقدار ضریب ایمنی برای نسبت‌های مختلف L/D و همچنین ϕ بصورت زیر است:

ϕ	0.9				0.8				0.75			
L/D	0	1	2	3	0	1	2	3	0	1	2	3
Factor of safety	1.33	1.56	1.63	1.67	1.50	1.75	1.83	1.88	1.60	1.87	1.96	2.00

صفحه ۱۷۰ 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 کاهش مقاومت

ضرایب کاهش مقاومت ϕ که عددی کمتر از یک هستند، عموماً برای در نظر گرفتن عدم قطعیت‌های طراحی، تغییرات احتمالی در ابعاد مقاطع، مشخصات مصالح، اثر اهمیت عضو در سازه و درجه شکل پذیری عضو، در طراحی اعضا بکار گرفته می‌شوند. طبق ویرایش ۹۹ مبحث نهم، ضرایب کاهش مقاومت بصورت زیر هستند:

- مقاطع کشش-کنترل $\phi=0.9 \rightarrow$
- مقاطع فشار-کنترل با دورپیچ $\phi=0.75 \rightarrow$
- مقاطع فشار-کنترل - سایر اعضا $\phi=0.65 \rightarrow$
- برای عناصر بتنی ساده (بدون آرماتور) $\phi=0.6 \rightarrow$
- برای برش و پیچش $\phi=0.75 \rightarrow$
- برای مقاومت اتکایی $\phi=0.65 \rightarrow$
- برای مدل بست و بند $\phi=0.75 \rightarrow$

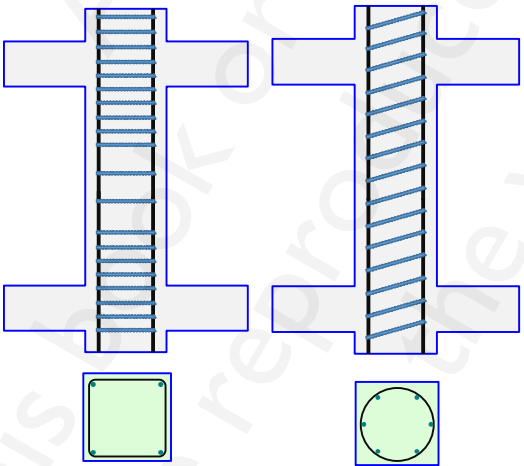


۱۷۱ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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

- چرا ضریب کاهش مقاومت برای اعضای کشش کنترل به یک نزدیک است؟

- چرا ضریب کاهش مقاومت برای اعضای دارای فشاری دارای دورپیچ نسبت به اعضای دارای دورگیر، عدد بالاتری است؟



Rectangular hoop reinforcement Spiral hoop reinforcement

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

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

فرضیات طراحی

✳ طبق ACI318-19 حداکثر کرنش بتن در دورترین تار برابر 0.003 در نظر گرفته می‌شود.

2.2.2.1 Maximum strain at the extreme concrete compression fiber shall be assumed equal to 0.003.

✳ طبق ACI318-19 از مقاومت کششی بتن در طراحی خمشی و محوری اعضا، صرف نظر می‌شود.

22.2.2.2 Tensile strength of concrete shall be neglected in flexural and axial strength calculations.

۱۷۳ 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 ACI318-19 توزیع تنش در بتن بصورت یک مستطیل معادل، در ناحیه فشاری معادل $0.85f'_c$ در ارتفاعی به میزان a از دورترین تار فشاری در نظر گرفته می‌شود.

22.2.2.4.1 Concrete stress of $0.85f'_c$ shall be assumed uniformly distributed over an equivalent compression zone bounded by edges of the cross section and a line parallel to the neutral axis located a distance a from the fiber of maximum compressive strain, as calculated by:

22.2.2.4.2 Distance from the fiber of maximum compressive strain to the neutral axis, c , shall be measured perpendicular to the neutral axis.

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

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

* طبق ACI318-19 مقدار β_1 بصورت زیر تعیین میشود:

$$\begin{aligned} f'_c \leq 280 \frac{kg}{cm^2} & \rightarrow \beta_1 = 0.85 \\ 280 \frac{kg}{cm^2} < f'_c < 560 \frac{kg}{cm^2} & \rightarrow \beta_1 = 0.85 - \frac{0.05(f'_c - 280)}{70} \\ f'_c \geq 560 \frac{kg}{cm^2} & \rightarrow \beta_1 = 0.65 \end{aligned}$$

صفحه ۱۷۵ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

رفتار المان‌های بتنی: المان‌های سازه‌های بتنی عموماً تحت نیروهای زیر هستند:

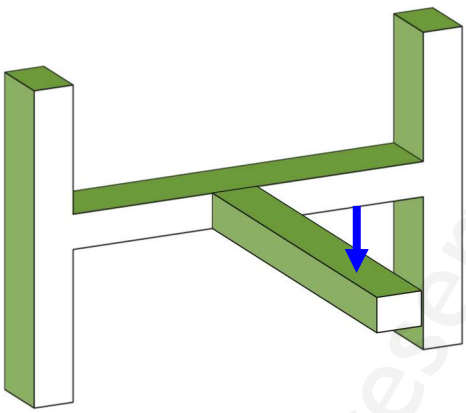
- * کشش (Tension)
- * فشار (Compression)
- * خمش (Bending)
- * برش (Shear)
- * برش اصطکاکی (Sliding shear (shear friction))
- * برش پانچ (Punching shear)
- * پیچش (Torsion)

صفحه ۱۷۶ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

سه فاکتور اساسی در طراحی یک سازه بتنی:

- ۱- ایجاد مقاومت کافی برابر نیروهای ایجاد شده (مثل خمش، برش، نیروی محوری و پیچش)
- ۲- کنترل خیز اعضا تحت بارهای سرویس
- ۳- کنترل عرض ترک تحت بارهای سرویس

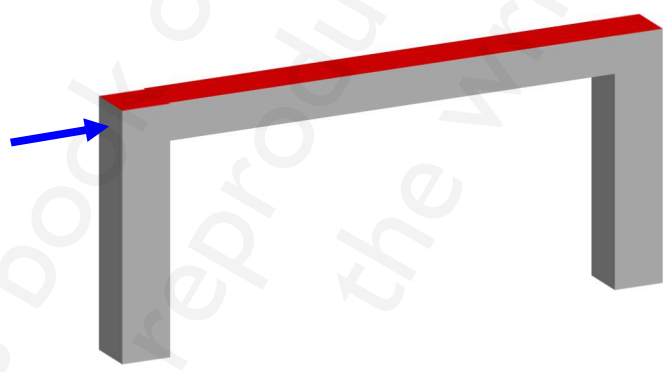


صفحه ۱۷۷ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

۱- کشش (Tension)

بتن رفتار مناسب کششی ندارد. بتن دارای مقاومت فشاری مناسب ولیکن دارای مقاومت کششی و برشی ضعیفی است. از آرماتورهای طولی میتوان برای افزایش ظرفیت کششی عضو استفاده نمود.

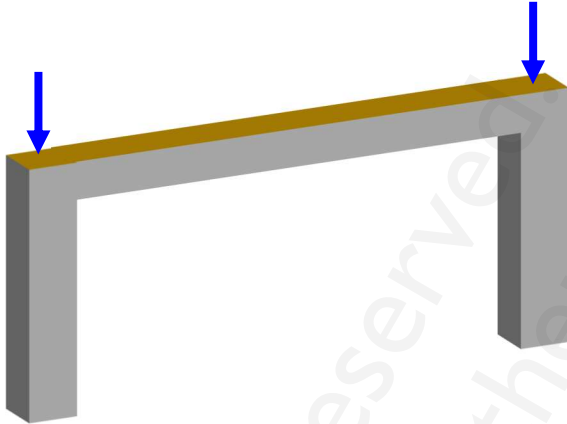


صفحه ۱۷۸ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

۲- فشار (Compression)

رفتار فشاری بتن خوب بوده و مقاومت در برابر بارهای فشاری در یک المان، به عوامل زیادی از جمله لاغری آن عضو بستگی دارد.



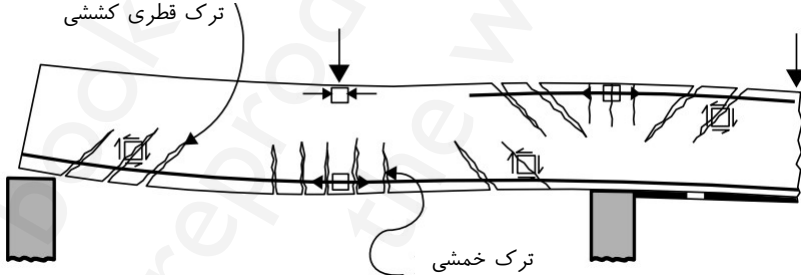
The diagram shows a 3D perspective of a concrete beam. Two blue arrows point downwards on the top surface of the beam, representing compressive forces. The beam is supported by two vertical columns at its ends.

صفحه ۱۷۹ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

۳- خمش (Bending)

در ساختمان‌های بتنی در اثر بارهای اعمالی، در اعضا لنگرهای خمشی ایجاد شده که باعث ایجاد نیروهای کششی و فشاری در مقطع تحت خمش خواهد شد. در اثر این خمش، بخش کششی ترک خورده و معمولاً ترک‌های قائم در وسط دهانه ظاهر میشوند.



The diagram shows a 2D cross-section of a concrete beam supported by two columns. Downward arrows at the ends represent applied loads. The beam is shown with diagonal cracks, indicating shear failure. Labels in Persian point to specific features: 'ترک قطری کششی' (diagonal tensile crack) and 'ترک خمشی' (flexural crack).

صفحه ۱۸۰ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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

مدلسازی چشمه اتصال در قاب خمشی

ویرایش ۹۹ مبحث نهم:

طبق بند ۹-۶-۲-۱-ب، طول موثر برای عضوی که با تکیه‌گاه‌های خود پیوسته است، با توجه به مقاومت و سختی نسبی اعضاء در محل اتصال و با قضاوت مهندسی تعیین گردیده و درصدی از طول انتهایی عضو که در ناحیه اتصال واقع شده است صلب منظور می‌شود. همچنین طبق بند ۹-۶-۲-۳ به منظور ساده کردن تحلیل، استفاده از هر یک از روش‌های (الف) و (ب) زیر و یا هر دوی آنها مجاز است:

الف) استفاده از بند ۹-۶-۲-۳-۱-ب،

ب) در قاب‌ها و یا ساخت و سازهای پیوسته، می‌توان چشمه‌ی اتصال را صلب فرض نمود.

ویرایش ۹۲ مبحث نهم: توصیه‌ای در این زمینه ندارد.

* صلب فرض کردن چشمه اتصال چه اثری در طراحی دارد؟

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission صفحه ۱۸۱

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

وقتی توسط برنامه ETABS اقدام به مدلسازی تیر، ستون و یا مهاربند می‌شود، این اجزای قابی، توسط عضوهای Beam مدلسازی می‌شوند. عضو Beam تنها دارای طول بوده و فاقد بعد است. به این صورت که مثلاً برای مدلسازی ستونی با عرض ۲۰ سانتیمتر، باید از یک عضو (المان) میله‌ای بدون بعد که دقیقاً در مرکز ستون قرار گرفته، استفاده شود. بر همین اساس در حالتی که یک تیر و یک ستون توسط این عضو مدلسازی می‌شوند، با توجه به اینکه ستون در محل محور (آکس) مدلسازی شده است، طول تیر اندکی بزرگتر از واقعیت مدلسازی خواهد شد. این مورد در سازه‌های بتنی که تیرها و ستون‌ها دارای ابعاد به نسبت بزرگتری هستند، بیشتر اهمیت خواهد داشت. برای رفع مشکل و از بین بردن ناحیه‌ای از عضو که بیش از مقدار واقعی مدلسازی شده است، می‌توان از قابلیتی که در برنامه تحت عنوان ناحیه صلب انتهایی (End Offset) پیش‌بینی شده است استفاده نمود. برنامه قادر به در نظر گرفتن نواحی صلب انتهایی ioff و joff در دو انتهای عضو قابی، متناظر با گره‌های i و j می‌باشد.

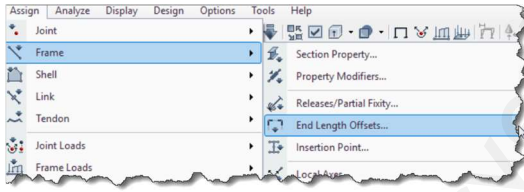
This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission صفحه ۱۸۲

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

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.

Frame Assignment - End Length Offsets

End Offset Along Length

☒ Automatic from Connectivity

☐ Define Lengths

End-I mm

End-J mm

Rigid-zone factor

Frame Self Weight Option

☒ Auto

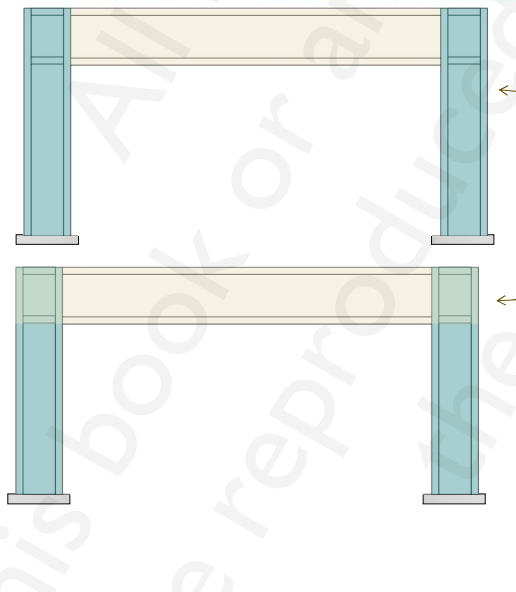
☐ Weight Based on Full Length

☐ Weight Based on Clear Length

OK Close Apply

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

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



Frame Assignment - End Length Offsets

End Offset Along Length

☒ Automatic from Connectivity

☐ Define Lengths

End-I mm

End-J mm

Rigid-zone factor

Frame Self Weight Option

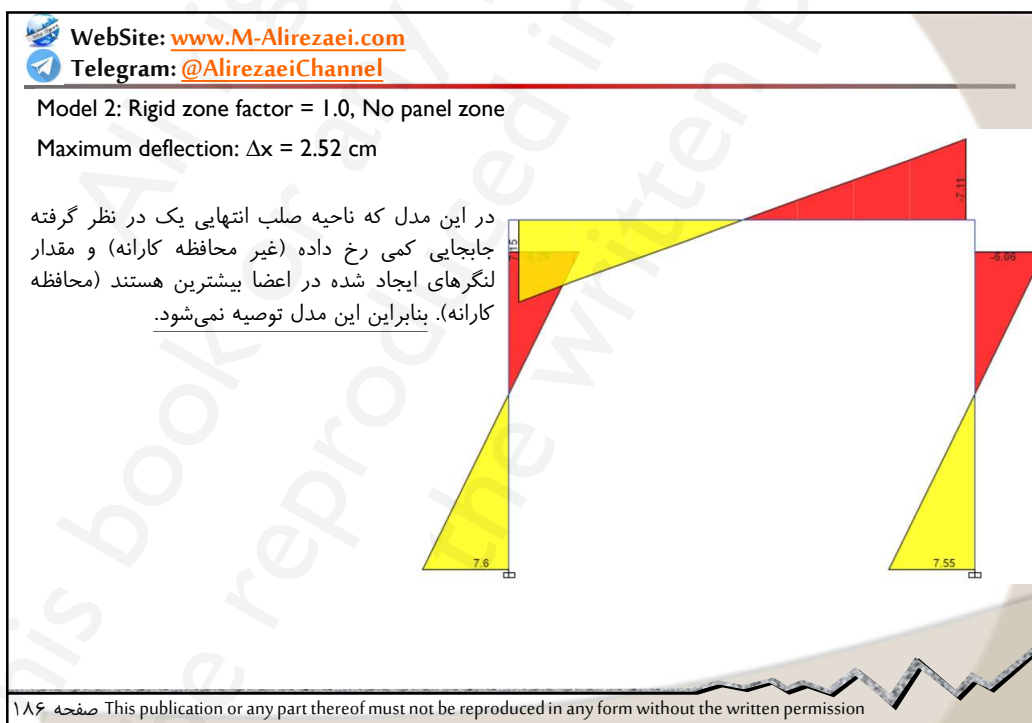
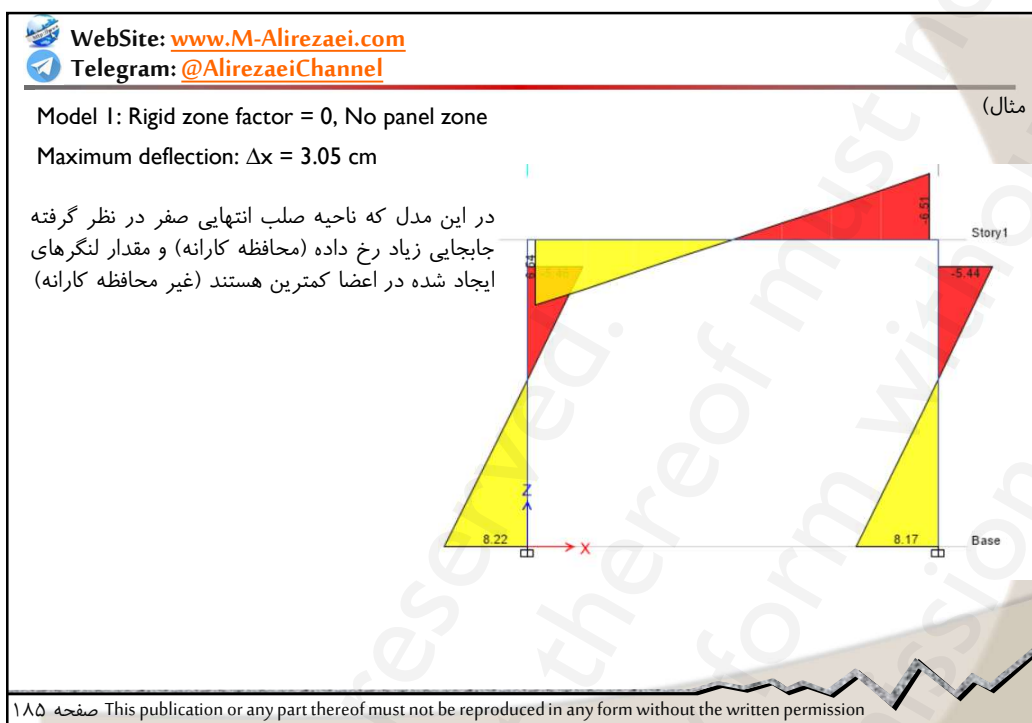
☒ Auto

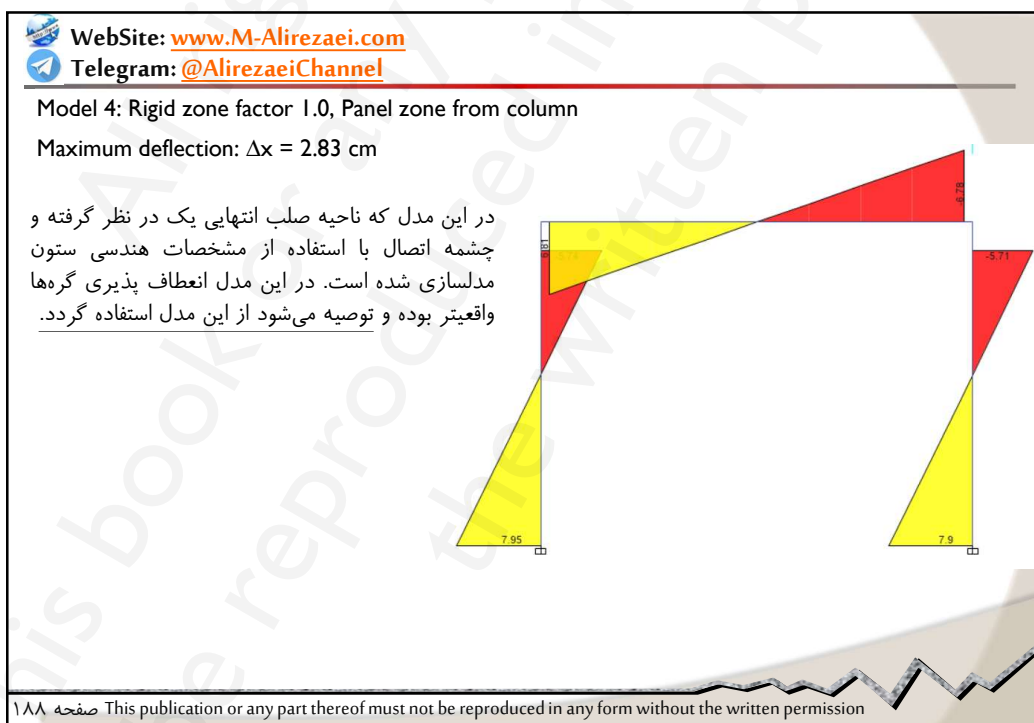
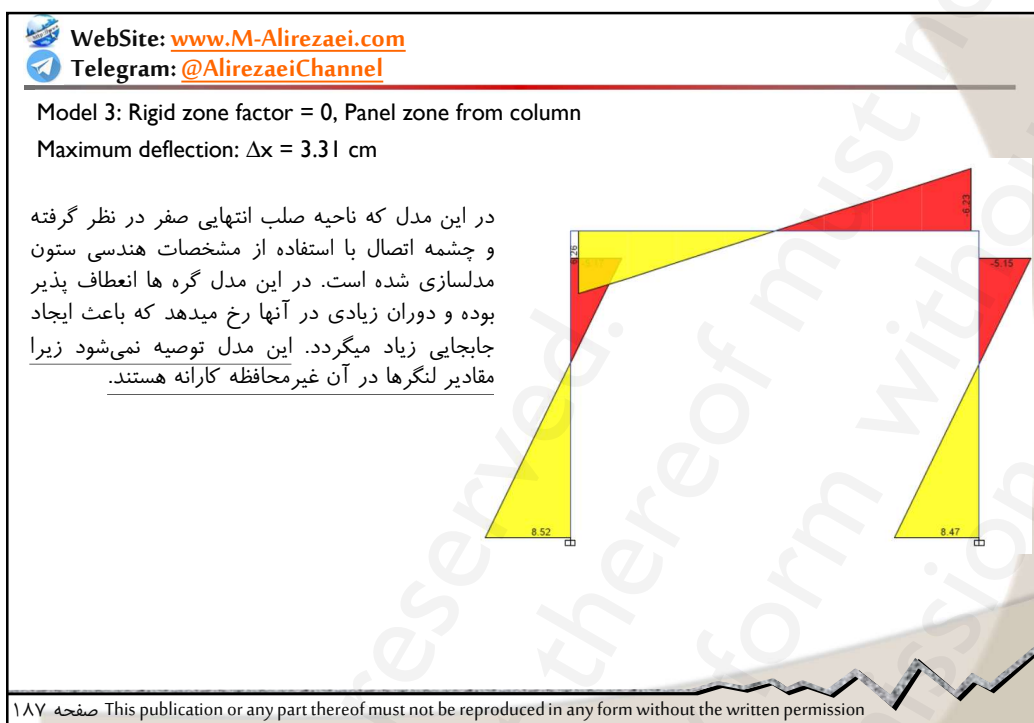
☐ Weight Based on Full Length

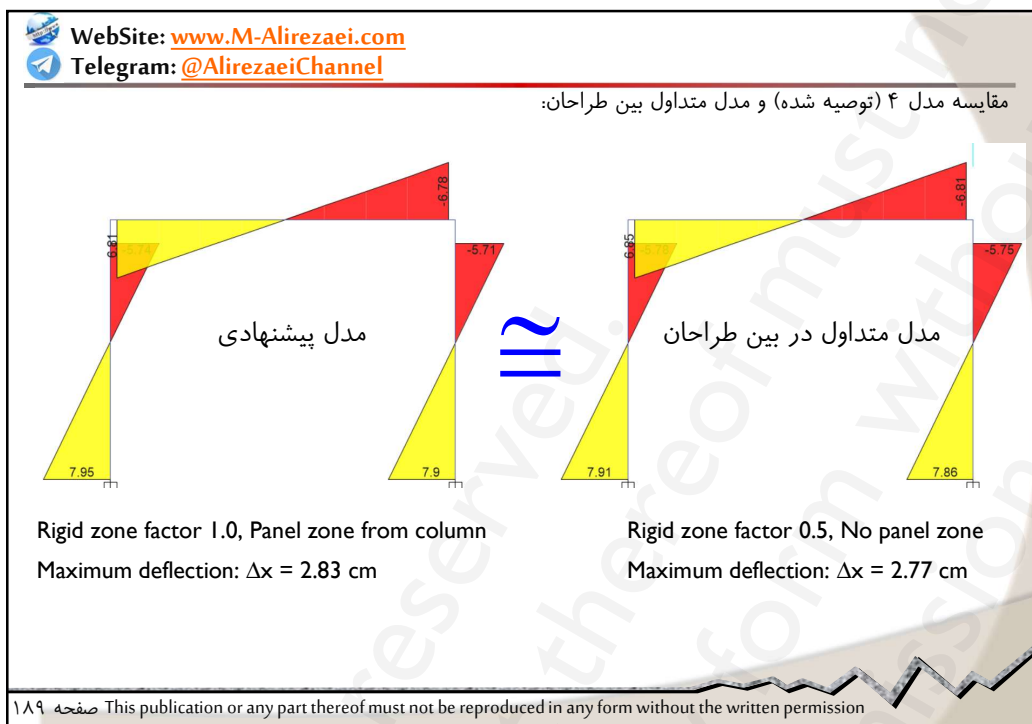
☐ Weight Based on Clear Length

OK Close Apply

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







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

ضریب ترک خوردگی اعضای بتنی

ویرایش ۹۹ مبحث نهم:

طبق بند ۹-۶-۵-۳-۱، مشخصات مقطع شامل ممان اینرسی و سطح مقطع اعضا باید بر اساس جدول ۹-۶-۲-الف یا ۹-۶-۲-ب محاسبه شوند؛ مگر آن که بتوان آنها را از تحلیل‌های دقیق‌تری به دست آورد. در صورت وجود بارهای جانبی دائمی، ممان اینرسی ستون‌ها و دیوارها را باید بر ضریب $(1 + \beta_{ds})$ تقسیم نمود. مقدار β_{ds} برابر با نسبت برش دائمی در کل طبقه به حداکثر برش کل طبقه در همان ترکیب بار می‌باشد. ممان اینرسی ناخالص تیرهای T شکل با منظور کردن عرض موثر بال محاسبه می‌شود؛ و یا دو برابر ممان اینرسی ناخالص مقطع مستطیلی جان منظور می‌گردد.

طبق بند ۹-۶-۵-۳-۲، در تحلیل برای بارهای جانبی ضربیدار می‌توان ممان اینرسی کلیه اعضا را برابر $0.5I_g$ در نظر گرفت؛ یا میتوان ممان اینرسی اعضا را با استفاده از روش‌های دقیق‌تری که سختی موثر همه اعضای تحت بار را منظور می‌نمایند، محاسبه نمود.

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](https://t.me/AlirezaeiChannel)

جدول ۹-۶-۲-الف ممان اینرسی و سطح مقطع مجاز اعضا در تحلیل الاستیک برای بارهای ضریبدار

عضو و شرایط آن	ممان اینرسی	سطح مقطع برای تغییر شکل محوری	سطح مقطع برای تغییر شکل برشی
ستون‌ها	$0.7I_g$ $1.0A_g$	$b_w h$	
دیوارها	$0.7I_g$		
	$0.35I_g$		
تیرها	$0.35I_g$		
دال‌های تخت و دال‌های قارچی	$0.25I_g$		

جدول ۹-۶-۲-ب مقادیر دقیقتر ممان اینرسی اعضا در تحلیل الاستیک برای بارهای ضریبدار

عضو	مقادیر ممان اینرسی	حد اقل	حداکثر
ستون‌ها و دیوارها	$\left(0.8 + 25 \frac{A_{st}}{A_g}\right) \left(1 - \frac{M_u}{P_u h} - 0.5 \frac{P_u}{P_0}\right) I_g$	$0.35I_g$	$0.875I_g$
تیرها، دال‌های تخت و دال‌های قارچی	$(0.10 + 25\rho) \left(1.2 - 0.2 \frac{b_w}{d}\right) I_g$	$0.25I_g$	$0.5I_g$

این نشریه یا هر یک از اجزای آن بدون مجوز کتبی نباید در هر شکلی تکرار یا به کار رود. صفحه ۱۹۱

WebSite: www.M-Alirezaei.com Telegram: @AlirezaeiChannel	
ویرایش ۹۲ مبحث نهم:	
طبق بند ۹-۱۳-۴، در تحلیل سازه باید سختی خمشی و پیچشی اعضای ترک خورده به نحو مناسب محاسبه و منظور گردد. اثر ترک خوردگی باید با توجه به تغییر شکل‌های محوری و خمشی و آثار دراز مدت محاسبه شود. در غیاب محاسبات دقیق برای منظور کردن اثر ترک‌خوردگی می‌توان:	
- در قاب‌های مهار نشده سختی خمشی تیرها و ستون‌ها را به ترتیب معادل 0.35 و 0.7 برابر سختی خمشی مقطع ترک نخورده آنها منظور نمود.	
- در قاب‌های مهار شده سختی خمشی تیرها و ستون‌ها را به ترتیب معادل 0.5 و 1 برابر سختی خمشی مقطع ترک نخورده آنها منظور نمود.	
سختی خمشی دیوارها در هر دو جهت را در صورتی که ترک خورده باشند 0.35 و در غیر این صورت 0.7 برابر سختی خمشی مقطع کل منظور نمود.	
This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission صفحه ۱۹۲	

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

در ویرایش ۹۹ مبحث نهم مقدار ضریب ترک خوردگی تیرها و ستونها در تمام سازه‌ها (حتی آنهایی که دارای دیوار برشی هستند، به ترتیب 0.35 و 0.7 داده شده است.

همچنین در ویرایش ۹۹ مبحث نهم، میتوان ضریب ترک خوردگی برای تمامی اعضا را برابر 0.5 در نظر گرفت.

صفحه ۱۹۳ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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

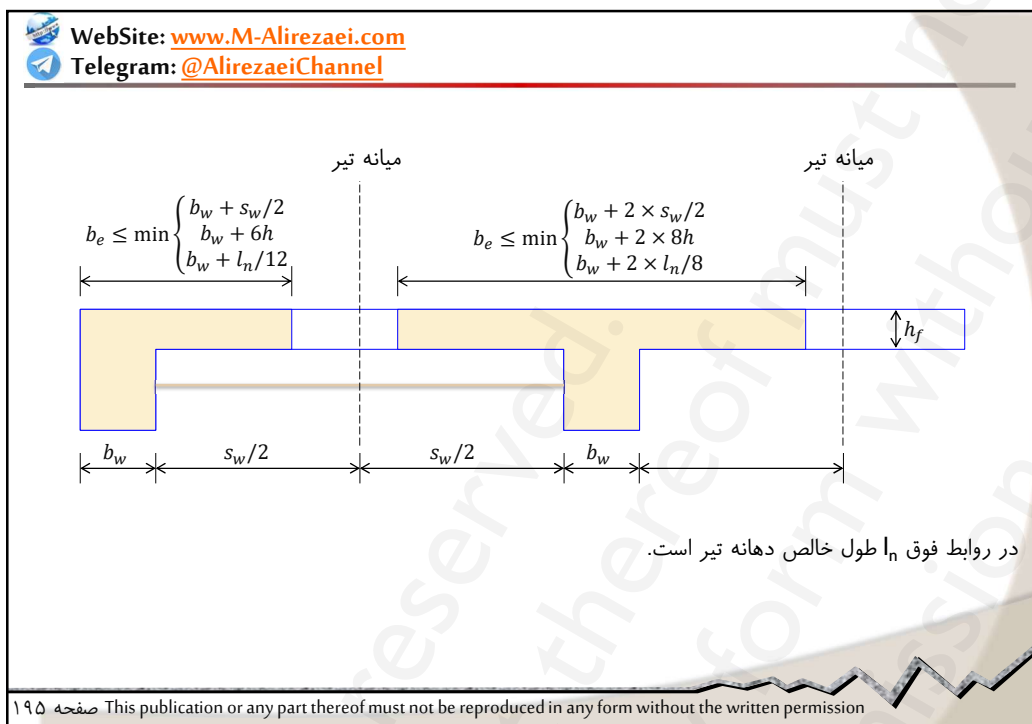
جدول ۹-۶-۱ مبحث نهم ویرایش ۹۹

عرض موثر بال، از بر جان تیر	وضعیت
8h	کمترین: بال در دو طرف جان
$s_w/2$	
$I_n/8$	
6h	کمترین: بال در یک طرف جان
$s_w/2$	
$I_n/12$	

$$b_e \leq \begin{cases} b_w + 2 \times s_w/2 \\ b_w + 2 \times 8h \\ b_w + 2 \times I_n/8 \end{cases}$$

$$b_e \leq \begin{cases} b_w + s_w/2 \\ b_w + 6h \\ b_w + I_n/12 \end{cases}$$

صفحه ۱۹۴ 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 آیین نامه نیوزلند، در محاسبه ممان اینرسی موثر مقطع T و L باید نصف مقادیر فوق در نظر گرفته شوند:

NZS 3101: Part 1:2006

9.3.1.3 Effective moment of inertia in T-beams and L-beams

In calculating the effective moment of inertia of cracked sections, the effective width of the overhanging parts of flanged members shall be one-half of that given by either 9.3.1.2(a) or (b).

9.3.1.2 Effective width resisting compression of T-beams and L-beams

In T and L beam construction where the slab and web are built integrally, or where they are effectively bonded together, the outstanding portion of slab acting as part of a flange on one or on both sides of a web may be assumed to act with the web in resisting flexural forces.

The maximum width of flange to one side of a beam that is effective in resisting flexural forces shall be equal to the smaller of:

- (a) One-eighth of the span of the beam;
- (b) Eight times the minimum thickness of the slab within the effective flange;

صفحه ۱۹۶ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

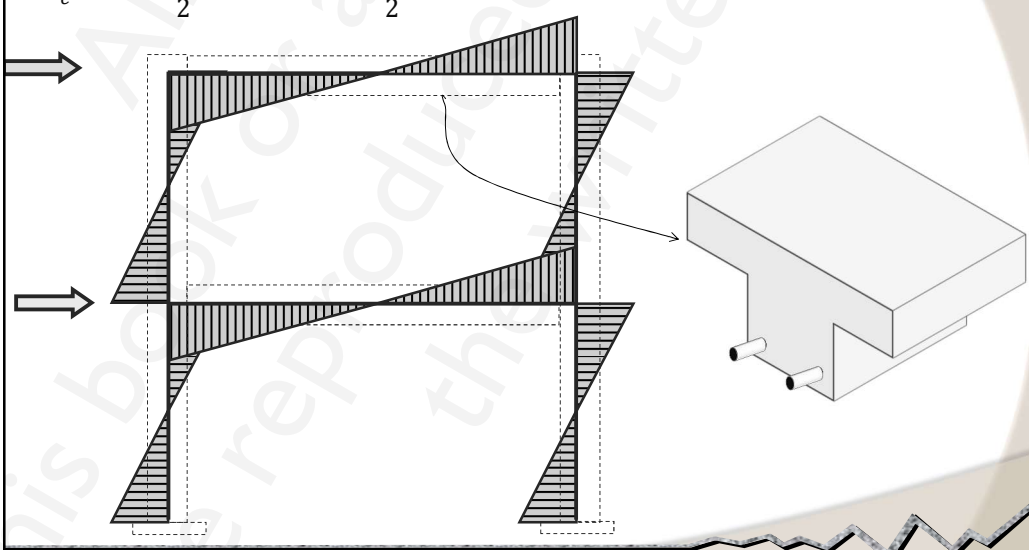
طبق آیین‌نامه ACI318-19 و ویرایش ۹۹ می‌ب‌ت‌نهم، اگر ممان اینرسی متفاوتی در تیر یکسره داشته باشیم، از میانگین آنها استفاده شود. طبق بند ۳-۲-۱۹-۹ در تیرها و دال‌های یک طرفه‌ی پیوسته، ممان اینرسی موثر برابر با مقدار متوسط وزن‌دار ممان اینرسی‌های موثر عضو در وسط دهانه، I_{em} و در بر تکیه‌گاه‌ها، I_{er} و I_{el} با استفاده از رابطه‌ی (۲-۱۹-۹) تعیین می‌گردد.

ACI318-19:

24.2.3.6 For continuous one-way slabs and beams, I_e shall be permitted to be taken as the average of values obtained from Table 24.2.3.5 for the critical positive and negative moment sections.

۱۹۷ 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](https://t.me/AlirezaeiChannel)

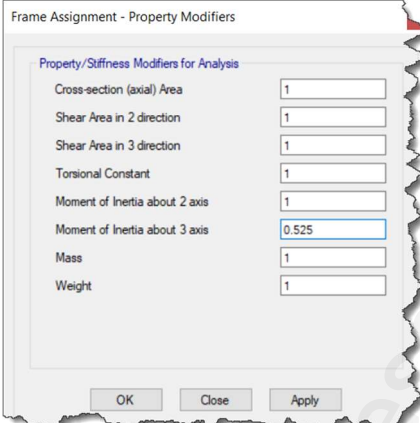
$$I_e = \frac{I_{e,pos} + I_{e,neg}}{2} = \frac{2(0.35) + (0.35)}{2} = 0.525$$


۱۹۸ 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](https://t.me/AlirezaeiChannel)

بنابراین برای اعمال ضریب ترک خوردگی برای تیر T شکل در برنامه ETABS با انتخاب تیرهای T شکل داریم:

Assign menu > Frame > Property Modifiers



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

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

نکته: ضریب ترک خوردگی دال‌های بدون تیر، وقتی به عنوان سیستم لرزه بر استفاده قرار می‌گیرند، توصیه می‌شود برابر 0.25 در نظر گرفته شود.

طبق بند ۹-۶-۳-۱ در تحلیل دال‌های دو طرفه‌ی بدون تیر که جزئی از سیستم باربر جانبی زلزله منظور می‌شوند، ممان اینرسی I برای دال‌ها را باید بر اساس مدلی که با نتایج آزمایش‌ها و تحلیل‌ها مطابقت قابل قبولی داشته باشند، به دست آورد. I برای سایر اعضا باید بر اساس بندهای ۹-۶-۳-۱ و ۹-۶-۳-۲ محاسبه شود.

R6.6.3.1.3 Analysis of buildings with two-way slab systems without beams requires that the model represents the transfer of lateral loads between vertical members. The model should result in prediction of stiffness in substantial agreement with results of comprehensive tests and analysis. Several acceptable models have been proposed to accomplish this objective (Vanderbilt and Corley 1983; Hwang and Moehle 2000; Dovich and Wight 2005).

ACI 421.3R-15: When the analysis is used to determine design drifts or moment magnifications caused by wind or earthquake-induced forces, lower-bound slab stiffnesses should be assumed. When the analysis is used to study interactions of slabs with other framing elements, such as structural walls, it is appropriate to consider a range of slab stiffnesses so that the relative importance of slabs on those interactions can be assessed. For nonprestressed slabs, it is normally appropriate to reduce slab bending stiffness to between one-half and one-fourth of uncracked stiffness values based on gross section properties or based on limits prescribed in ACI 318-14, Section 6.6.3.1.1

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

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

فصل بیستم

طراحی لرزه‌ای سازه‌های بتنی

شتاب زلزله

زمان

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission صفحه ۲۰۱

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

طراحی لرزه‌ای سازه‌های بتنی:

در حین زلزله، نیروهای زیادی در مدت زمان کم به سازه اعمال می‌شود. باید بین نیروهای ایجاد شده ناشی از باد و زلزله تفاوت گذاشت. بارهای ناشی از باد خارجی بوده ولیکن بارهای ناشی از زلزله داخلی هستند.

میزان بارهای ناشی از زلزله، به جرم سازه بستگی دارد.

میزان بارهای ناشی از باد به سطح بارگیر سازه بستگی دارد.

جهت بارهای زلزله عموماً افقی بوده ولی بارهای مرده و زنده ثقلی هستند.

نیروی اینرسی

شتاب زمین

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission صفحه ۲۰۲

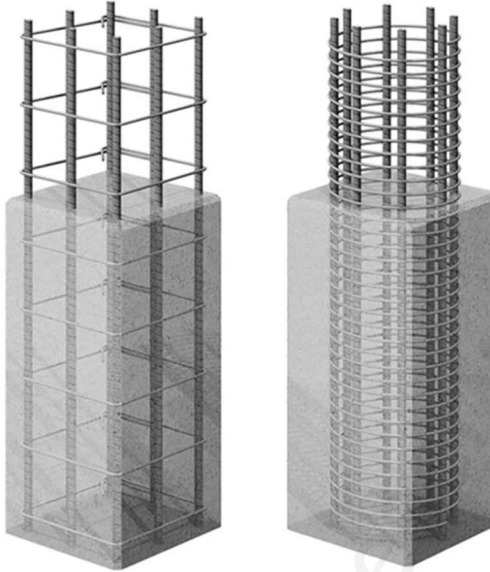
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

بتن محصور شده (Confined Concrete)

در حالتی بتن از تمام جهات محصور باشد، به آن بتن محصور گفته میشود. نمونه بارز بتن محصور، را میتوان ستون دارای خاموتهای مارپیچی در نظر گرفت که دارای محصوریت مناسبتری نسبت به خاموتهای بسته است.

استفاده از خاموت بسته در سازههای بتنی متداولتر است خاموت مارپیچ است.

* تا وقتی نیروی محوری به ستون اعمال نشده باشد، خاموتها تحت تنش نیستند. این نیرو باید به حدود ۸۵٪ مقاومت بتن غیرمحصور برسد



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

بتن محصور شده

بتن غیر محصور

تنگ دایره یا مارپیچ

بتن محصور شده

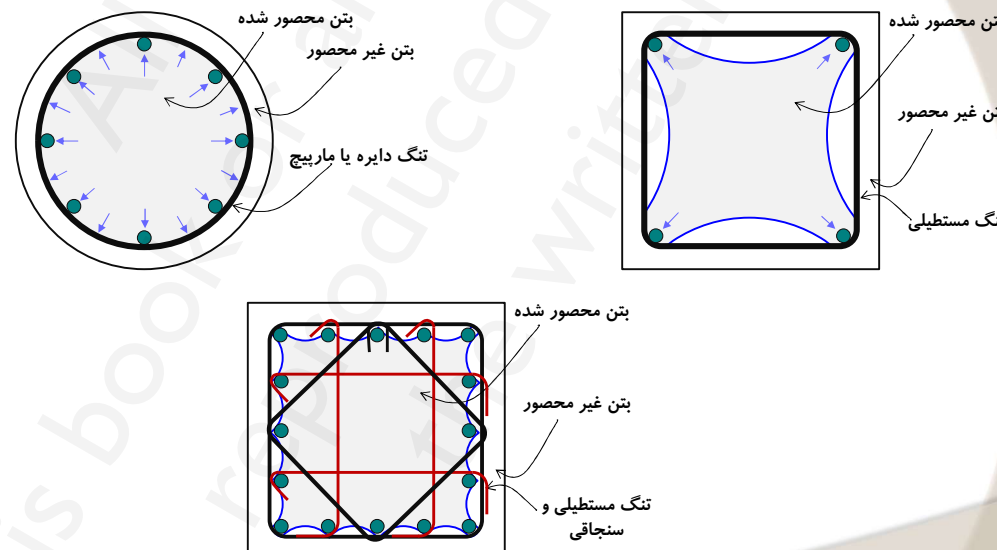
بتن غیر محصور

تنگ مستطیلی

بتن محصور شده

بتن غیر محصور

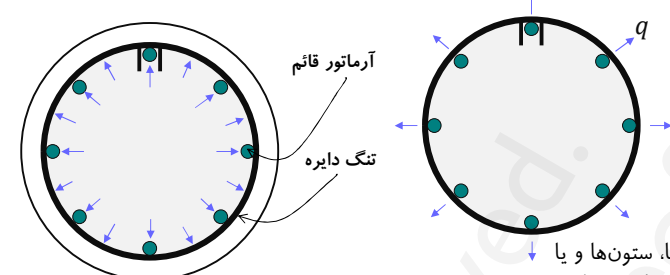
تنگ مستطیلی و سنجاقی



صفحه ۲۰۴ 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 نیروی کششی ایجاد شده در خاموت، مطابق شکل زیر، شدت بار گسترده خطی روی خاموت برابر q و r_c شعاع خاموت در نظر گرفته می‌شود. با نوشتن معادله تعادل داریم:

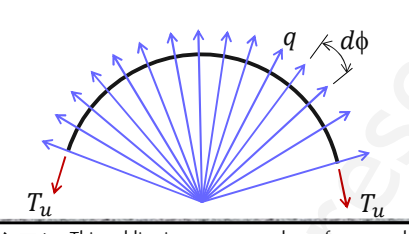


$$2T_u = 2 \int_0^{\frac{\pi}{2}} q r_c \sin \phi \, d\phi$$

$$\rightarrow T_u = q r_c$$

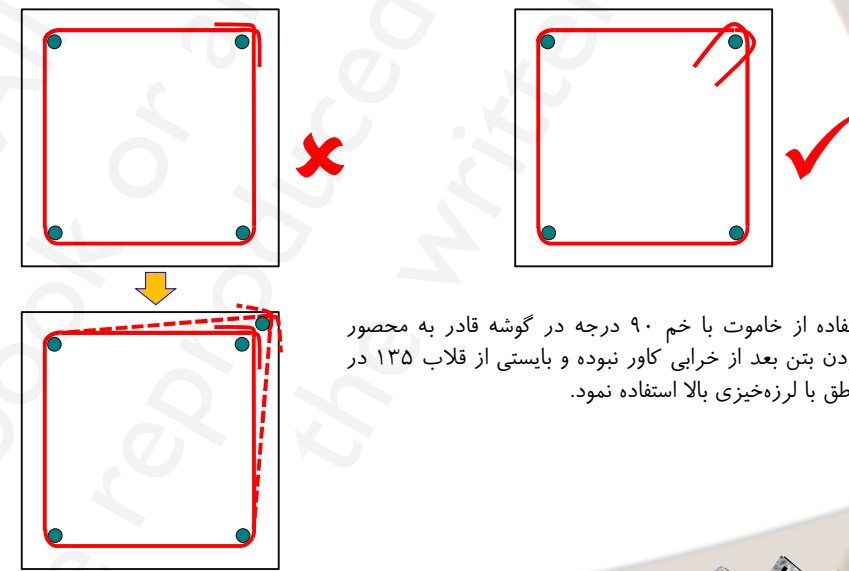
آرماتور قائم
تنگ دایره

با توجه به این نیرو، آیین‌نامه برای تیرها، ستون‌ها و یا دیوارهایی که در آنها میلگرد طولی ممکن است جاری شود، محصورشدگی با خاموت مناسب را الزامی می‌کند.



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



استفاده از خاموت با خم ۹۰ درجه در گوشه قادر به محصور نمودن بتن بعد از خرابی کاور نبوده و بایستی از قلاب ۱۳۵ در مناطق با لرزه‌خیزی بالا استفاده نمود.

صفحه ۲۰۶ 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 آرماتور دورگیر (hoop reinforcement) (در مبحث نهم ویرایش ۹۹):
تنگ بسته یا تنگ دورپیچ شده به طور پیوسته، که از یک یا چند میلگرد ساخته شده و هر کدام در دو انتها قلاب‌های لرزه‌ای دارند. آرماتور دورگیر نباید از میلگردهای آجدار سردار ساخته شود.

قلاب لرزه‌ای (seismic hook):
طبق ضوابط مبحث نهم: قلاب با خم ۱۳۵ درجه و یا بیشتر بر روی خاموت‌ها، دورگیرها و یا سنجاقی‌ها، با طول مستقیم بعد از خم حداقل ۶ برابر قطر و یا ۷۵ میلی‌متر. قلاب‌های متعلق به دورگیرهای دایره‌ای می‌توانند خم ۹۰ درجه یا بیشتر داشته باشند. قلاب‌های لرزه‌ای باید آرماتورهای طولی را در بر گیرند و طول مستقیم آنها رو به داخل باشد.

خم حداقل ۱۳۵ درجه و انتهای مستقیمی به طول ۶ برابر قطر میلگرد یا ۷۵ میلی‌متر

قلاب ۹۰ درجه برای حلقه دایره‌ای

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

ACI 318-19
25.3.4 Seismic hooks used to anchor stirrups, ties, hoops, and crossties shall be in accordance with (a) and (b):
(a) Minimum bend of 90 degrees for circular hoops and 135 degrees for all other hoops
(b) Hook shall engage longitudinal reinforcement and the extension shall project into the interior of the stirrup or hoop

ACI 318-19
25.3.5 Crossties shall be in accordance with (a) through (e):
(a) Crosstie shall be continuous between ends
(b) There shall be a seismic hook at one end
(c) There shall be a standard hook at other end with minimum bend of 90 degrees
(d) Hooks shall engage peripheral longitudinal bars
(e) 90-degree hooks of two successive crossties engaging the same longitudinal bars shall be alternated end for end, unless crossties satisfy 18.6.4.3 or 25.7.1.6.1

صفحه ۲۰۸ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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

نتیجه عدم محصور شدگی میلگردهای طولی

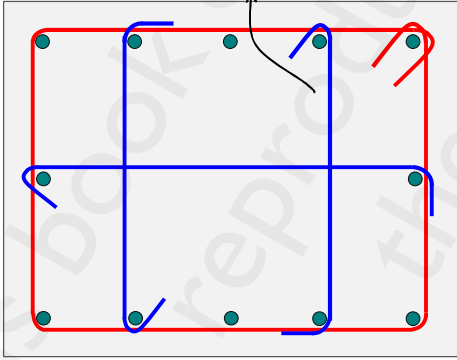


صفحه ۲۰۹ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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

انتهای با خم ۹۰ درجه‌ی دو سنجاقی متوالی که میلگرد طولی را در بر می‌گیرند، باید به طور یک در میان در وجوه مقابل مقطع قرار گیرند.

تغییر جهت خم ۹۰ درجه سنجاقی



صفحه ۲۱۰ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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

(Ductility) شکل پذیری

در ساختمان‌های بتنی برای اینکه اعضاء بتوانند بارهای تناوبی ناشی از زلزله را در چندین سیکل متوالی تحمل نمایند، آنها را به صورتی طراحی می‌کنند که رفتار اعضاء از حد ارتجاعی فراتر رود و تغییر شکل‌هایی در اعضاء بوجود آید، و اگر اعضاء و اتصالات بتوانند در برابر این تغییر شکل‌ها مقاومت کنند، در این صورت خود قاب بعنوان میراکننده بارهای تناوبی عمل نموده و مقدار زیادی از انرژی زلزله را جذب خواهد کرد. شکل‌پذیری قابهای بتن مسلح بصورت نسبت تغییر مکان نهایی بام به تغییر مکان نظیر حد تسلیم بام بصورت رابطه زیر تعریف می‌شود.

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$$

در اغلب موارد شکل پذیری مقاطع بتن مسلح را با انحناء بیان می‌کنند. در این صورت فاکتور شکل پذیری نسبت انحناء در بار نهایی حالت پلاستیک به انحناء در اولین تسلیم به صورت رابطه زیر تعریف می‌شود.

$$\mu = \frac{\varphi_u}{\varphi_y}$$

۲۱۱ 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

Ductility model. The ability of the structure to provide resistance in the inelastic domain of response is termed "ductility." Δ_u is the limit to ductility corresponding to a specified limit of strength degradation.

Ductility may also be defined in terms of strain, curvature, rotation, or deflection

۲۱۲ 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

برای بیان شکل پذیری تیر نشان داده شده در شکل زیر را مشاهده نمایید. تیر تحت بارگذاری رفت و برگشت دچار ترک خوردگی میشود. بعد از ترک خوردگی بتن کاور، آرماتورهای طولی تمایل به کمانش دارند، مگر آنکه توسط خاموت‌ها نگه داشته شوند. وجود خاموت‌ها سبب محصور شدگی بتن و افزایش شکل پذیری آن می‌شود.

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

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

عوامل موثر در شکل پذیری اعضا قاپ‌ها

* یک عضو شکننده در بار نهایی بدون تغییر شکل زیاد منهدم می‌گردد. در حالیکه در یک عضو شکل‌پذیر بعد از تسلیم، تغییر مکان، افزایش یافته و بعد از ایجاد تغییر مکان نسبتاً زیاد انهدام صورت می‌گیرد.

* رفتار و منحنی تغییرات بار- تغییر شکل اعضای خمشی برای اعضای شکننده و اعضای شکل‌پذیر در شکل روبرو نشان داده شده است.

۲۱۴ 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- مقدار فولاد عضو تحت خمش: در یک عضو بتنی با فرض خطی بودن کرنش در ارتفاع مقطع با افزایش سطح میلگردهای کششی ارتفاع قسمت فشاری مقطع جهت مقابله با نیروهای کشش میلگردها افزایش می‌یابد که در نتیجه شکل پذیری مقطع کم می‌شود. با افزایش مقدار فولاد فشاری به علت کم شدن ناحیه فشاری مقدار شکل پذیری افزایش می‌یابد.

کاهش شکل پذیری

افزایش شکل پذیری

صفحه ۲۱۵ 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 بتن مصرف شده: با افزایش مقاومت بتن مقدار عمق موثر لازم در یک مقطع کاهش خواهد یافت در نتیجه باعث افزایش انحناء و شکل پذیری خواهد شد.

C25

C30

C35

C40

افزایش شکل پذیری

صفحه ۲۱۶ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

پ- مقاومت فولاد مصرف شده: با افزایش مقاومت میلگردهای کششی مصرف شده در مقطع تحت خمش، ارتفاع بتن فشاری جهت مقابله با نیروهای کششی فولاد بیشتر خواهد شد در نتیجه انحناء و شکل پذیری کاهش خواهد یافت.

کاهش شکل پذیری

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission صفحه ۲۱۷

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

ت- شکل مقطع عرضی عضو تحت خمش: مقطعی که ارتفاع بتن فشاری را کاهش دهد مقطع مناسبی از نظر شکل پذیری می باشد مانند مقاطع شکل T و شکل L، که باعث کاهش ارتفاع بتن فشاری شده و در نتیجه انحناء و شکل پذیری افزایش می یابند. استفاده از مقاطع با عمق زیاد برای تیرها در طبقات پایین قاب، شکل پذیری قاب را بشدت کاهش می دهد.

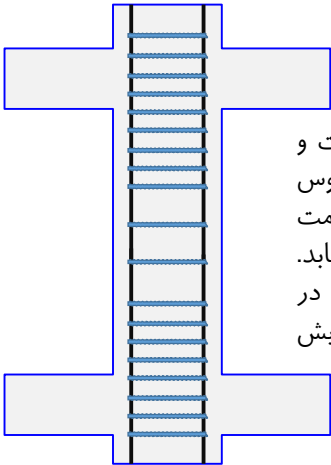
ث- بار محوری فشاری: بار محوری بصورت فشاری باعث کاهش تغییر مکان و انحناء نهایی شده و اثر منفی در شکل پذیری قابها خواهد داشت.

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission صفحه ۲۱۸

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

ج- مقدار میلگردهای عرضی (خاموت‌ها) استفاده شده در عضو تحت خمش: خاموت‌های استفاده شده در یک عضو تحت خمش به دلایل زیر باعث افزایش شکل‌پذیری می‌گردد:

- از کمانش فولادهای فشاری جلوگیری می‌کنند.
- از شکست برشی پیش‌رس بتن جلوگیری می‌کنند.
- خاموت‌ها بتن را محبوس می‌کنند، در نتیجه باعث ازدیاد مقاومت و شکل‌پذیری آن می‌گردند. موقعی که بتن ساده تحت فشار محبوس کننده قرار می‌گیرد، مانند نمونه تحت فشار سه محوری، مقاومت فشاری آن چهار برابر نمونه تحت فشار یک محوری افزایش می‌یابد. عبارت دیگر فشار محبوس کننده جانبی باعث می‌گردد که بتن در تغییر شکلهای بیشتری خرد شود در نتیجه شکل‌پذیری عضو افزایش می‌یابد.



۲۱۹ 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

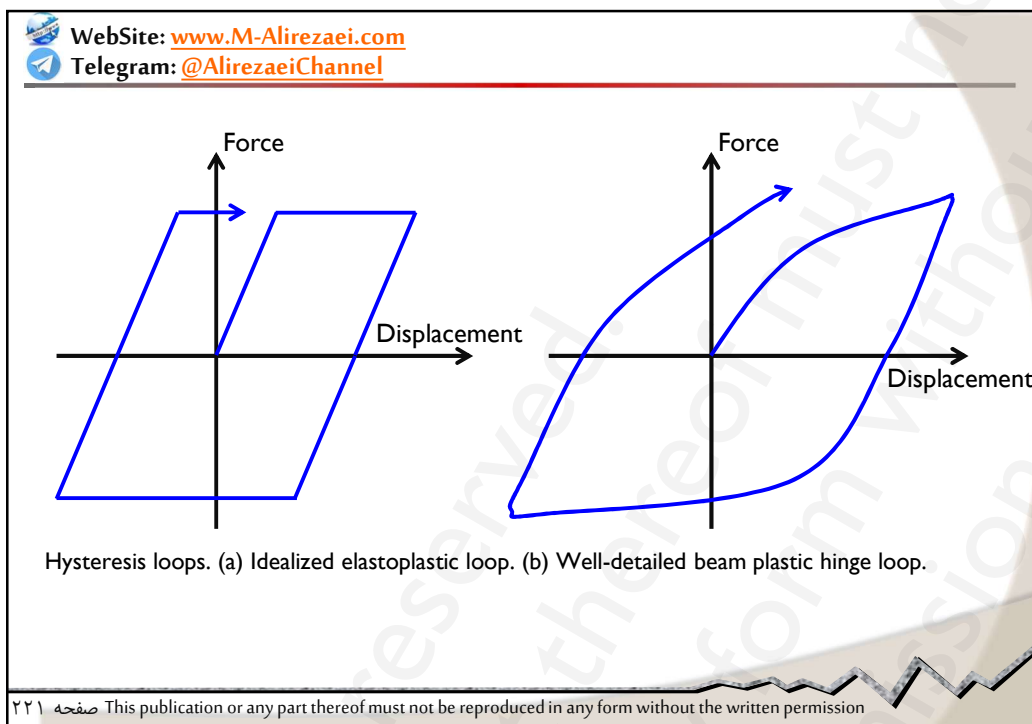
رفتار چرخه‌ای (Hysteresis)

رفتار رفت و برگشت یه‌المان یا یک سازه تحت بارهای جانبی یکی از مشخصات اصلی در رفتار آنها است.

- * چه رفتار چرخه‌ای مناسب است؟
- * معمولا نمودارهای رفتار چرخه‌ای براساس چه واحدهای ابعادی ترسیم می‌شوند؟
- * چگونه می‌توان رفتار چرخه‌ای المانی از سازه را بهبود بخشید؟
- * چه عواملی بر رفتار مناسب چرخه‌ای اثر گذارند؟



۲۲۰ 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

درجه نامعینی (افزونگی) (Redundancy)

رفتار سازه‌ها تحت بارهای زلزله، به میزان زیادی به درجه نامعینی آنها وابسته است.

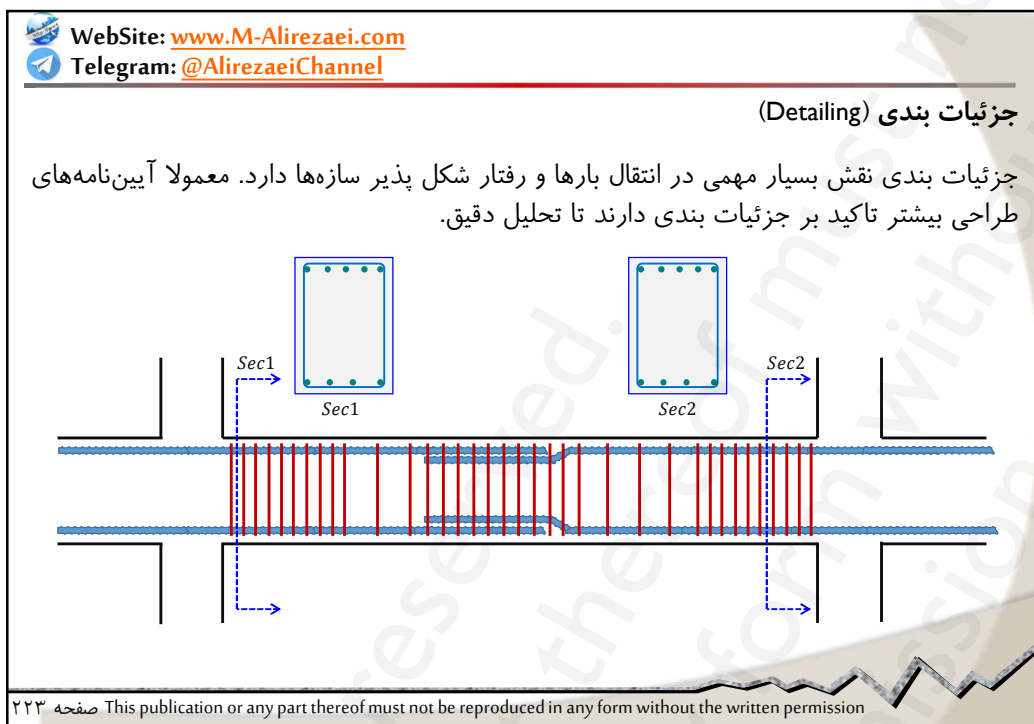
* چگونه درجه نامعینی یک سازه را افزایش دهیم؟

Example:

تیر دو سر ساده

تیر دو سر گیردار

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

سیستم‌های لرزه بر طبق مبحث نهم

ویرایش ۹۹ مبحث نهم:

۲-۱-۲۰-۹ سیستم‌های سازه‌ای که به عنوان بخشی از سیستم باربر جانبی در نظر گرفته می‌شوند، باید یکی از سیستم‌های توصیه شده در مقررات ملی ساختمان باشند. در این سیستم‌ها باید ضوابط عنوان شده در جدول ۱-۲۰-۹ رعایت شوند.

جدول ۱-۲۰-۹ ضوابط مربوط به سطوح شکل پذیری سیستم‌های بتن‌آرمه

سطوح شکل پذیری			نوع سیستم
زیاد (ویژه)	متوسط	کم (معمولی)	
بند ۶-۲۰-۹	بند ۵-۲۰-۹	بند ۴-۲۰-۹	قاب‌های خمشی
بند ۷-۲۰-۹	-	بند ۴-۲۰-۹	دیوارهای سازه‌ای
بند ۸-۲۰-۹	بند ۸-۲۰-۹	-	دیافراگم و خرپا
بند ۹-۲۰-۹			شالوده

ویرایش ۹۲ مبحث نهم: دیوار برشی متوسط وجود داشت.

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](https://t.me/AlirezaeiChannel)

طراحی قاب‌های خمشی ویژه (Special moment frames)

طبق ACI، قاب‌های خمشی ویژه برای ضوابط گفته شده در بند 18.6 تا 18.8 و همچنین بند ۹-۲۰-۶ مبحث نهم، طراحی شوند.

18.6—Beams of special moment frames
18.7—Columns of special moment frames
18.8—Joints of special moment frames

الف- (1) تیرهای قاب خمشی ویژه (Beams of special moment frames)
طبق ACI 318، فرض بر آن است که تیرها توسط اتصالاتی به ستون متصل شده است.



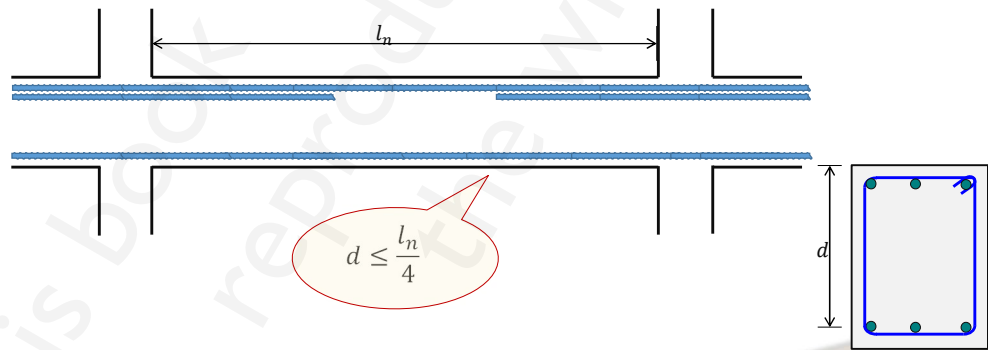
صفحه ۲۲۵ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

محدودیت‌های ابعادی:

برای تیرها طبق ACI بند 18.6.2 و همچنین بند ۹-۲۰-۶-۱-۱ مبحث نهم، محدودیت‌های زیر در نظر گرفته شده است:

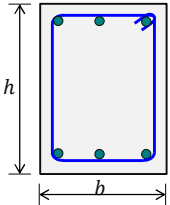
۱- ارتفاع موثر مقطع نباید بیشتر از یک چهارم طول دهانه آزاد باشد.



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

۲- عرض مقطع نباید کمتر از سه دهم ارتفاع آن یا ۲۵ سانتیمتر باشد.



$$b \geq \max \begin{cases} 0.3h \\ 250 \text{ mm} \end{cases}$$

مثال) حداقل عرض یک تیر با عمق کلی ۹۰۰ میلیمتر چقدر است؟

$$b \geq \max \begin{cases} 0.3h \\ 250 \text{ mm} \end{cases} = \max \begin{cases} 0.3 \times 900 \\ 250 \text{ mm} \end{cases} = 270 \text{ mm}$$

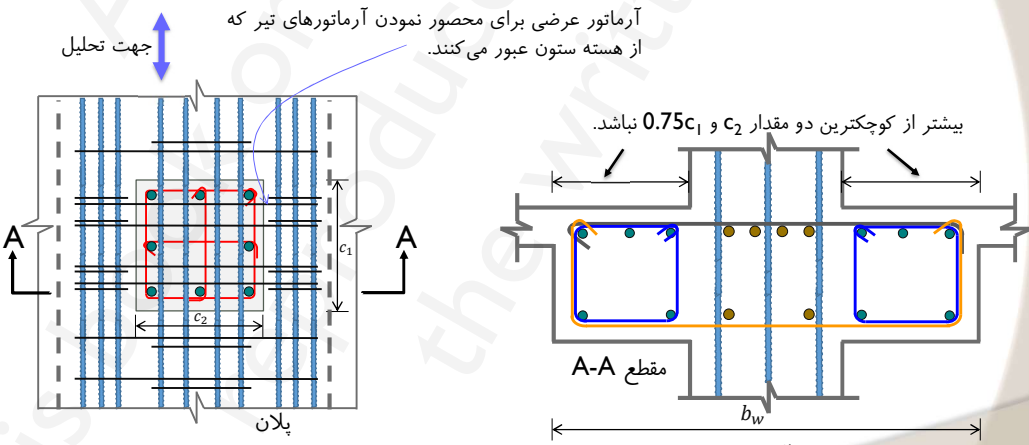
صفحه ۲۲۷ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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

۳- عرض مقطع نباید بیشتر از عرض عضو تکیه‌گاهی، در صفحه عمود بر محور طولی عضو خمشی، به اضافه کوچکترین دو مقدار c_1 و $0.75c_1$ در هر طرف عضو تکیه‌گاهی باشد.

آرماتور عرضی برای محصور نمودن آرماتورهای تیر که از هسته ستون عبور می‌کنند.

جهت تحلیل



بیشتر از کوچکترین دو مقدار c_1 و $0.75c_1$ نباشد.

مقطع A-A

b_w

✳ در این شکل، آرماتورهای عرضی ستون بالا و پایین برای وضوح بیشتر نشان داده نشده است.

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

آرماتورهای طولی تیر:

برای تیرها طبق **ACI بند 18.6.3** و همچنین بند ۹-۲۰-۲ ضوابط زیر برای آرماتورهای طولی باید رعایت شود:

۱- در هر مقطعی از تیر، نسبت سطح مقطع آرماتور به سطح مقطع موثر بتن، هم در بالا و هم پایین، نباید کمتر از مقادیر زیر باشد:

$$\rho_{min} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.25\sqrt{f'_c}}{f_y} \\ \frac{1.4}{f_y} \end{array} \right. \quad \leftarrow \quad \rho_{max} = \begin{cases} 0.025 & \rightarrow f_y \leq 420 \text{ MPa} \\ 0.020 & \rightarrow f_y = 520 \text{ MPa} \end{cases}$$

این مقدار حداقل وقتی مقدار آرماتور مصرفی بیشتر از یک سوم مقدار محاسباتی باشد، قابل صرف نظر کردن است.

نسبت آرماتور کششی نباید بیشتر از **0.025** برای فولاد با حد تسلیم ۴۲۰ مگاپاسکال و کمتر حداکثر برابر **0.02** برای فولاد با حد تسلیم ۵۲۰ مگاپاسکال، اختیار شود. همچنین حداقل دو میلگرد با قطر ۱۲ باید هم در بالا و هم در پایین مقطع در سراسر طول پیش‌بینی گردد.

18.6.3.1 Beams shall have at least two continuous bars at both top and bottom faces. At any section, for top as well as for bottom reinforcement, the amount of reinforcement shall be at least that required by 9.6.1.2 and the reinforcement ratio ρ shall not exceed 0.025.

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

۲- در بر تکیه‌گاه‌های تیر، مقاومت خمشی مثبت مقطع در هر تکیه‌گاه باید حداقل برابر نصف مقاومت خمشی منفی همان مقطع باشد. مقاومت خمشی مثبت و منفی هر مقطع در سراسر طول تیر نبایستی کمتر از یک چهارم حداکثر مقاومت خمشی در مقاطع بر تکیه‌گاهی در دو انتهای عضو باشد.

18.6.3.2 Positive moment strength at joint face shall be at least one-half the negative moment strength provided at that face of the joint. Both the negative and the positive moment strength at any section along member length shall be at least one-fourth the maximum moment strength provided at face of either joint.

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

۳- استفاده از وصله پوششی در میلگردهای طولی خمشی فقط در شرایطی مجاز است که در تمام طول وصله آرماتور عرضی از نوع دورگیر یا دورپیچ موجود باشد. فواصل سفره‌های آرماتور عرضی در برگرفته وصله از یکدیگر نباید بیشتر از کوچکترین دو مقدار یک چهارم ارتفاع موثر و ۱۰ سانتیمتر باشد.

18.6.3.3 Lap splices of deformed longitudinal reinforcement shall be permitted if hoop or spiral reinforcement is provided over the lap length. Spacing of the transverse reinforcement enclosing the lap-spliced bars shall not exceed the lesser of $d/4$ and 10 cm.

۲۳۱ 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 بند ۹-۲۰-۶-۵ طول گیرایی میلگردها، L_{dh} که به قلاب استاندارد ختم شده‌اند، باید با استفاده رابطه زیر محاسبه شود؛ ولی نباید کمتر از ۸ برابر قطر میلگرد و ۱۵۰ میلی‌متر باشد.

$$l_{dh} = \frac{f_y d_b}{(5.4 \lambda \sqrt{f'_c})} > 150 \text{ mm} \text{ or } 8d_b$$

مثال) حداقل طول گیرایی قلابدار میلگرد ۲۵، براساس ضوابط لرزه‌ای، چقدر است؟ تنش تسلیم میلگرد ۴۰۰ و مقاومت مشخصه آن ۳۰ مگاپاسکال در نظر گرفته شود.

$$l_{dh} \geq \begin{cases} \frac{f_y d_b}{(5.4 \lambda \sqrt{f'_c})} = \frac{400 \times 25}{(5.4 \times 1.0 \times \sqrt{30})} = 338 \text{ mm} \\ 150 \text{ mm} \\ 8 \times 25 = 200 \text{ mm} \end{cases}$$

۲۳۲ 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 استفاده از وصله پوششی در مکان‌های زیر مجاز نیست:

(الف) در اتصالات تیرها به ستون‌ها

(ب) در طولی معادل دو برابر ارتفاع مقطع از هر تکیه‌گاه

(پ) در طولی معادل دو برابر ارتفاع مقطع از مقطع بحرانی که در آنها، در اثر تغییر مکان جانبی غیرالاستیک، امکان وقوع تسلیم آرماتور وجود دارد.

وصله در این مکان‌ها ممنوع است.

Lap splices shall not be used in locations (a) through (c):

- Within the joints
- Within a distance of twice the beam depth from the face of the joint
- Within a distance of twice the beam depth from critical sections where flexural yielding is likely to occur as a result of lateral displacements beyond the elastic range of behavior

صفحه ۲۳۳ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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

آرماتورهای عرضی تیر:

برای تیرها طبق ACI بند 18.6.4 و طبق مبحث نهم بند ۹-۲۰-۶-۳ ضوابط زیر برای آرماتورهای عرضی باید رعایت شود:

۱- در تیرها در طول قسمت بحرانی تیرها که در زیر مشخص می‌شوند، آرماتور عرضی باید از نوع دورگیر و شرایط بند بعدی را تامین کنند:

(الف) در طولی معادل دو برابر ارتفاع مقطع از هر تکیه‌گاه به سمت وسط دهانه

(ب) در طولی معادل دو برابر ارتفاع مقطع در دو سمت مقطعی که در آن امکان تشکیل مفصل پلاستیک در اثر تغییر شکل جانبی غیرالاستیک قاب وجود دارد.

18.6.4.1 Hoops shall be provided in the following regions of a beam:

- Over a length equal to twice the beam depth measured from the face of the supporting column toward midspan, at both ends of the beam
- Over lengths equal to twice the beam depth on both sides of a section where flexural yielding is likely to occur as a result of lateral displacements beyond the elastic range of behavior.

صفحه ۲۳۴ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission



WebSite: www.M-Alirezaei.com

Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

۲- در قسمت‌هایی از تیر که به دورگیر نیاز است، میلگردهای طولی اصلی در مجاورت رویه‌های کششی عضو باید دارای تکیه‌گاه عرضی مطابق ضوابط زیر باشند. فاصله مرکز به مرکز میلگردهای خمشی که دارای تکیه‌گاهی جانبی هستند، نباید بیش از ۳۵ سانتیمتر باشد. برای آرماتورهای جلدی نیازی به تکیه‌گاه عرضی نیست.

الف) هر میلگرد طولی واقع در گوشه مقطع و سایر میلگردهای طولی بصورت یک در میان باید توسط خم با زاویه کمتر یا مساوی ۱۳۵ درجه مهار شود.

ب) میلگرد طولی بدون مهار جانبی نباید فاصله آزاد بیش از ۱۵ سانتیمتر از میلگرد طولی مهار شده داشته باشد.

پ) مهار تنگ‌ها در مقاطع مستطیلی با قلاب استاندارد که میلگرد طولی را در بر گرفته، انجام می‌شود.

ت) استفاده از مجموعه میلگردهای سردار به عنوان تنگ مجاز نیست.

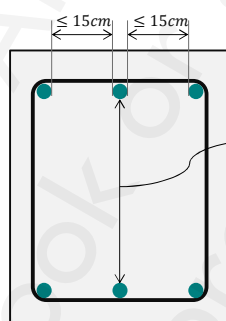
18.6.4.2 Where hoops are required, primary longitudinal reinforcing bars closest to the tension and compression faces shall have lateral support in accordance with 25.7.2.3 and 25.7.2.4. The spacing of transversely supported flexural reinforcing bars shall not exceed 35 cm. Skin reinforcement required by 9.7.2.3 need not be laterally supported.

صفحه ۲۳۵ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

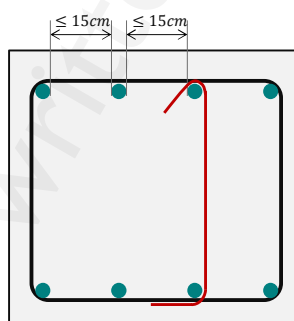


WebSite: www.M-Alirezaei.com

Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)



این فاصله مهم نیست و می‌تواند بیشتر از ۱۵ سانتیمتر باشد.



صفحه ۲۳۶ 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- دورگیر در تیرها را می‌توان با دو قطعه میلگرد ساخت. یک میلگرد به شکل U که در دو انتها دارای قلاب لرزه‌ای باشد و میلگرد دیگر به شکل میلگرد دوخت که با میلگرد اول یک دورگیر تشکیل دهند. خم ۹۰ درجه میلگردهای دوخت متوالی که یک میلگرد طولی را در بر می‌گیرند باید بطور یک در میان در دو سمت تیر قرار داده شوند. چنانچه میلگردهای طولی که توسط میلگردهای دوخت نگهداری شده‌اند در داخل یک دال که تنها در یک سمت عضو خمشی قرار دارد محصور باشند، خم ۹۰ درجه میلگردهای دوخت را می‌توان در آن سمت دال قرار داد.

18.6.4.3 Hoops in beams shall be permitted to be made up of two pieces of reinforcement: a stirrup having seismic hooks at both ends and closed by a crosstie. Consecutive crossties engaging the same longitudinal bar shall have their 90-degree hooks at opposite sides of the flexural member. If the longitudinal reinforcing bars secured by the crossties are confined by a slab on only one side of the beam, the 90-degree hooks of the crossties shall be placed on that side.

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

۴- فاصله اولین دورگیر از بر تکیه‌گاه بیشتر از ۵ سانتیمتر نباشد. همچنین فاصله بین آنها از یکدیگر نباید بیشتر از یک چهارم ارتفاع موثر مقطع، ۶ برابر قطر کوچکترین میلگرد طولی برای میلگردها با مقاومت تسلیم ۴۲۰ مگاپاسکال و کمتر و ۵ برابر قطر کوچکترین میلگرد طولی برای میلگردها با مقاومت تسلیم ۵۲۰ مگاپاسکال (به جز میلگرد طولی جلدی) و ۱۵ سانتیمتر اختیار شود.

✳ ویرایش ۹۹ مبحث نهم:

ساز	ساز	ساز
$d/4$	$6d_b$	$F_y \leq 420 \text{ MPa}$
$5d_b$	$F_y = 520 \text{ MPa}$	
15 cm		

در قاب ویژه: حداقل قطر خاموت ۱۰ م برای میلگرد طولی تا قطر ۳۲ و حداقل ۱۲ م برای میلگرد طولی به قطر ۳۴ و بیشتر و یا گروه میلگردهای طولی

18.6.4.4 The first hoop shall be located not more than 5 cm. from the face of a supporting column. Spacing of the hoops shall not exceed the least of (a) through (c): (a) $d/4$ (b) Six times the diameter of the smallest primary flexural reinforcing bars excluding longitudinal skin reinforcement required by 9.7.2.3 (c) 15 cm.

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

۵- در قسمت‌هایی از طول تیر که به دورگیر نیاز است، خاموت‌ها باید براساس برش گفته شده در قسمت بعدی طراحی شوند.

18.6.4.5 Where hoops are required, they shall be designed to resist shear according to 18.6.5.

۶- در قسمت‌هایی از طول تیر که به دورگیر نیازی نیست، خاموت‌ها باید در دو انتها دارای قلاب لرزه‌ای بوده و فاصله آنها از یکدیگر کمتر یا مساوی نصف ارتفاع موثر باشد.

18.6.4.6 Where hoops are not required, stirrups with seismic hooks at both ends shall be spaced at a distance not more than $d/2$ throughout the length of the beam.

۷- در نواحی بحرانی در تیرهایی که نیروی محوری آنها از $0.1A_g f'_c$ بیشتر می‌شود، باید از دورگیرهای گفته شده در ناحیه L_0 ستون استفاده نمود. در سایر نواحی تیر باید از خاموت‌هایی با مشخصات داده شده مربوط به ستون‌ها با فواصل s برابر با کمترین مقدار ۶ برابر قطر کوچکترین میلگرد طولی برای مقاومت تسلیم ۴۲۰ مگاپاسکال و کمتر و ۵ برابر قطر کوچکترین میلگرد طولی برای میلگردها با مقاومت تسلیم ۵۲۰ مگاپاسکال آرماتور طولی یا ۱۵ سانتیمتر استفاده شود.

18.6.4.7 In beams having factored axial compressive force exceeding $A_g f'_c/10$, hoops satisfying 18.7.5.2 through 18.7.5.4 shall be provided along lengths given in 18.6.4.1. Along the remaining length, hoops satisfying 18.7.5.2 shall have spacing s not exceeding the least of 150 mm, $6d_b$ of the smallest Grade 420 enclosed longitudinal beam bar, and $5d_b$ of the smallest Grade 550 enclosed longitudinal beam bar. Where concrete cover over transverse reinforcement exceeds 100 mm, additional transverse reinforcement having cover not exceeding 100 mm and spacing not exceeding 300 mm shall be provided

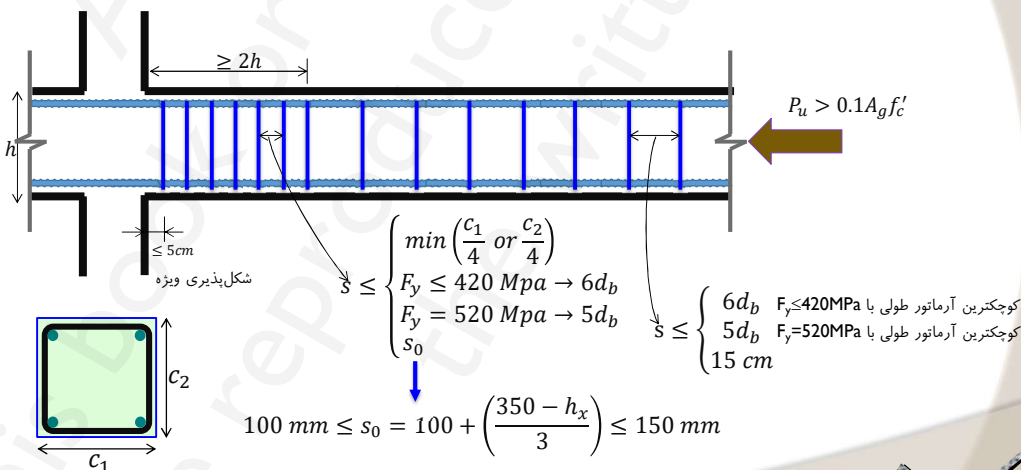
۲۳۹ صفحه This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission



WebSite: www.M-Alirezaei.com

Telegram: @AlirezaeiChannel

بنابراین بطور خلاصه برای تیرهای دارای نیروی محوری قابل ملاحظه، خلاصه ضوابط زیر باید رعایت شود.



۲۴۰ 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

برش در تیرهای با شکل پذیری زیاد

نیروی برشی طراحی V_e در تیرها باید با در نظر گرفتن تعادل استاتیکی بارهای قائم ضریبدار وارد بر تیر و لنگرهای خمشی موجود در مقاطع انتهایی تیر با فرض آنکه در این مقاطع مفصل‌های پلاستیک تشکیل شده‌اند، تعیین شود. ظرفیت خمشی مفصل پلاستیک مثبت یا منفی باید برابر با لنگر خمشی مقاومت محتمل مقطع M_{pr} در نظر گرفته شود. جهت این لنگرهای خمشی باید چنان در نظر گرفته شود که نیروی برشی ایجاد شده در تیر بیشترین باشد. در محاسبه M_{pr} مقاومت آرماتور کششی برابر $1.25f_y$ و ضریب کاهش مقاومت $\phi=1.0$ لحاظ شود.

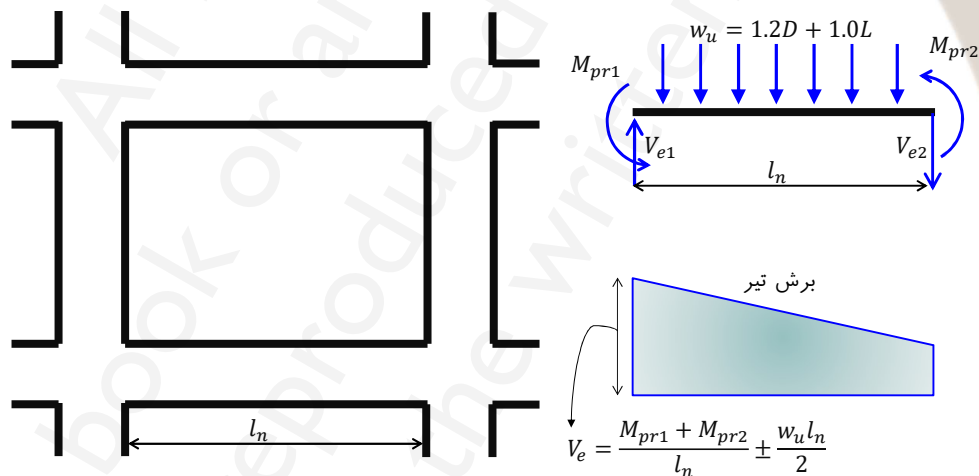
18.6.5.1 Design forces—The design shear force V_e shall be calculated from consideration of the forces on the portion of the beam between faces of the joints. It shall be assumed that moments of opposite sign corresponding to probable flexural strength, M_{pr} , act at the joint faces and that the beam is loaded with the factored tributary gravity load along its span.

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

در مواردی که هر دو شرط (الف) و (ب) زیر برقرار باشد، طراحی آرماتور عرضی در مناطق بحرانی باید با فرض $V_c = 0$ انجام شود.

الف) برش محاسبه شده براساس بند قبل، بیشتر یا مساوی نصف مقاومت برشی حداکثر در مناطق بحرانی باشد.

ب) بار محوری ضریبدار P_u که شامل اثرات زلزله می باشد، از $0.05A_g f'_c$ کمتر باشد.

$$M_{pr} = A_s (1.25 f_y) \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad a = \frac{A_s (1.25 f_y)}{0.85 f'_c}$$

18.6.5.2 Transverse reinforcement—Transverse reinforcement over the lengths identified in 18.6.4.1 shall be designed to resist shear assuming $V_c = 0$ when both (a) and (b) occur:

(a) The earthquake-induced shear force calculated in accordance with 18.6.5.1 represents at least one-half of the maximum required shear strength within those lengths.

(b) The factored axial compressive force P_u including earthquake effects is less than $0.5A_g f'_c$.

صفحه ۲۴۳ 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 با شکل پذیری ویژه نشان داده شده در شکل زیر، آرماتورهای عرضی تیر را برای برش ناشی از مفصل شدن دو انتهای تیر، طراحی نمایید. تیر تحت بار سرویس مرده 30 kN/m و بار سرویس زنده 20 kN/m قرار دارد. مقاومت مشخصه بتن 30 و تنش تسلیم فولاد 420 مگاپاسکال در نظر گرفته شود.

صفحه ۲۴۴ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

الزامات مبحث نهم ویرایش ۹۹ و ACI318-19 را برای این سازه بررسی می‌کنیم.

(۱) محدودیت‌های ابعادی

طبق ضوابط بند ۹-۲۰-۲-۱ مبحث نهم داریم:

۱- ارتفاع موثر مقطع نباید بیشتر از یک چهارم طول دهانه آزاد باشد.

$$d=60-4-1-1.25=53.75\text{cm} \quad \frac{930}{53.75} = 17.3 > 4 \quad Ok$$

۲- عرض مقطع نباید کمتر از سه دهم ارتفاع آن یا ۲۵ سانتیمتر باشد. عرض تیر ۴۵ سانتیمتر بوده که از ۰.۳(۶۰) و ۲۵ سانتیمتر بیشتر است.

۳- عرض مقطع نباید بیشتر از عرض عضو تکیه‌گاهی، در صفحه عمود بر محور طولی عضو خمشی، به اضافه کوچکترین دو مقدار c_1 و c_2 در هر طرف عضو تکیه‌گاهی باشد. در اینجا عرض تیر برابر عرض ستون بوده و شرایط اقتناع می‌شود.

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](https://t.me/AlirezaeiChannel)

(۲) آرماتورهای طولی تیر:

- در هر مقطعی از تیر، نسبت سطح مقطع آرماتور به سطح مقطع موثر بتن، هم در بالا و هم پایین، نباید کمتر از مقادیر زیر باشد:

$$\rho_{min} = \max \begin{cases} \frac{0.25\sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{0.25\sqrt{30}}{420} = 0.0032 \\ \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{420} = 0.0033 \end{cases}$$

$$\rho_{min}(provided) = \frac{981.7}{450(537.5)} = 0.00406 > 0.0033 \quad Ok$$

- برای نسبت آرماتور کششی حداکثر داریم:

$$\rho_{max} = \begin{cases} 0.025 \rightarrow f_y \leq 420 \text{ MPa} \\ 0.020 \rightarrow f_y = 520 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\rho_{max}(provided) = \frac{2945.2}{455(537.5)} = 0.01217 < 0.025 \quad Ok$$

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](https://t.me/AlirezaeiChannel)

- همچنین باید حداقل دو میلگرد با قطر ۱۲ باید هم در بالا و هم در پایین مقطع در سراسر طول پیش‌بینی گردد که در اینجا از ۲ میلگرد ۲۵ در بالا و ۴ میلگرد ۲۵ در پایین استفاده شده است.

- در بر تکیه‌گاه‌های تیر، مقاومت خمشی مثبت مقطع در هر تکیه‌گاه باید حداقل برابر نصف مقاومت خمشی منفی همان مقطع باشد.

Positive moment strength at face of joint is evaluated as follows:

$$M_n(+ve) = (A_{s,+ve})f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

از تعادل نیروها داریم:

$$C_n(+ve) = T_n(+ve) \Rightarrow 0.85(30)(a)(450) = \frac{4 \times \pi \times 25^2}{4} (420)$$

$$\Rightarrow a = 71.8 \text{ mm}$$

$$M_n(+ve) = \frac{1963(420)}{10^6} \left(537.5 - \frac{71.8}{2} \right) = 413.6 \text{ kN.m}$$

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](https://t.me/AlirezaeiChannel)

Negative moment strength at face of joint is evaluated as follows:

$$M_n(-ve) = (A_{s,-ve})f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

از تعادل نیروها داریم:

$$C_n(-ve) = T_n(-ve) \Rightarrow 0.85(30)(a)(450) = \frac{6 \times \pi \times 25^2}{4} (420)$$

$$\Rightarrow a = 107.8 \text{ mm}$$

بنابراین داریم:

$$M_n(-ve) = \frac{\frac{6 \times \pi \times 25^2}{4} (420)}{10^5} \left(537.5 - \frac{107.8}{2} \right) = 598.2 \text{ kN.m}$$

$$M_n(+ve) > \frac{M_n(-ve)}{2} \quad \text{at face of joint. (O.K.)}$$

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](https://t.me/AlirezaeiChannel)

- مقاومت خمشی مثبت و منفی هر مقطع در سراسر طول تیر نیایستی کمتر از یک چهارم حداکثر مقاومت خمشی در مقاطع بر تکیه گاهی در دو انتهای عضو باشد. در مقطعی که کمترین آرماتور را دارد، مقاومت خمشی بررسی میشود.

$$C_n = T_n \Rightarrow 0.85(30)(a)(450) = \frac{2 \times \pi \times 25^2}{4}(420) \quad \text{از تعادل نیروها داریم:}$$

$$\Rightarrow a = 35.9 \text{ cm}$$

$$M_n = \frac{2 \times \pi \times 25^2}{4}(420) \left(537.5 - \frac{35.9}{2} \right) = 214.2 \text{ kN.m} > \frac{598.2}{4} \text{ kN.m} \quad Ok$$

- طبق ضوابط استفاده از وصله پوششی در میلگردهای طولی خمشی فقط در شرایطی مجاز است که در تمام طول وصله آرماتور عرضی از نوع دورگیر یا دورپیچ موجود باشد. فواصل سفره های آرماتور عرضی در برگرفته وصله از یکدیگر نباید بیشتر از کوچکترین دو مقدار یک چهارم ارتفاع موثر و ۱۰ سانتیمتر باشد. بنابراین در این مثال، فاصله خاموتها در ناحیه وصله آرماتورها بیشتر از ۱۰ سانتیمتر نباید باشد.

همچنین استفاده از وصله پوششی در مکان های زیر مجاز نیست:

الف) در اتصالات تیرها به ستونها ب) در طولی معادل دو برابر ارتفاع مقطع از بر تکیه گاه ب) در طولی معادل دو برابر ارتفاع مقطع از مقطع بحرانی که در آنها، در اثر تغییر مکان جانبی غیرالاستیک، امکان وقوع تسلیم آرماتور وجود دارد.

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



WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

طول گیرایی در کشش برای آرماتورهای بالا برابر است با:

$$l_d = \left[\frac{\psi_t \psi_e \psi_s \psi_g}{\lambda \left(\frac{c_b + k_{tr}}{d_b} \right)} \times \frac{0.9 f_y}{\sqrt{f'_c}} \right] d_b > 30 \text{ cm}$$

مقدار ψ_t (ضریب موقعیت میلگردها) چون میلگرد بالا است، برابر ۱.۳ است.

مقدار ψ_e یا ضریب اندود میلگرد، برای میلگردهایی که اندود اپوکسی نشده اند برابر یک است.

مقدار ψ_s یا ضریب قطر میلگرد برای میلگردهای با قطر برابر یا بیش از ۲۰ میلیمتر برابر یک است.

مقدار ψ_g یا ضریب رده میلگرد برای میلگردهای S500 و S520 برابر ۱.۱۵ و برای سایر میلگردها برابر یک در نظر گرفته می شود.

مقدار C بصورت زیر تعیین می شود.

$$c = \min \left(\frac{40 + 10 + 12.5}{2} = 62.5 \text{ cm}, \frac{450 - 2(40) - 2(10) - 25}{2} = 162.5 \text{ cm} \right) = 62.5 \text{ mm}$$

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

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

$$k_{tr} = \frac{40A_{tr}}{sn} = \frac{40 \times 2(\pi \times 10^2 \times 0.25)}{100 \times 4} = 15.7 \text{ mm}$$

$$\frac{c + k_{tr}}{d_b} = \frac{62.5 + 15.7}{25} = 3.128 > 2.5 \Rightarrow \frac{c + k_{tr}}{d_b} = 2.5$$

$$l_d = \left[\frac{\psi_t \psi_e \psi_s \psi_g}{\lambda \left(\frac{c_b + k_{tr}}{d_b} \right)} \times \frac{0.9f_y}{\sqrt{f'_c}} \right] d_b = \left[\frac{1.3 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0}{1.0(2.5)} \times \frac{0.9 \times 420}{\sqrt{30}} \right] 25 = 900 \text{ mm}$$

$> 300 \text{ mm}$

طول گیرایی در کشش برای آرماتورهای پایین برابر است با:

$$l_d = \left[\frac{\psi_t \psi_e \psi_s \psi_g}{\lambda \left(\frac{c_b + k_{tr}}{d_b} \right)} \times \frac{0.9f_y}{\sqrt{f'_c}} \right] d_b > 30 \text{ cm}$$

مقادیر پارامترهای فوق به مانند آرماتورهای بالا بوده با این تفاوت که ضریب موقعیت برابر 1.0 است. مقدار c بصورت زیر تعیین می‌شود.

$$c = \min \left(\frac{40 + 10 + 12.5 = 62.5 \text{ cm}}{\frac{450 - 2(40) - 2(10) - 25}{2 \times 3}} = 54.2 \text{ cm} \right) = 54.2 \text{ mm}$$

صفحه ۲۵۱ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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

$$k_{tr} = \frac{40A_{tr}}{sn} = \frac{40 \times 2(\pi \times 10^2 \times 0.25)}{10 \times 4} = 15.7 \text{ cm}$$

$$\frac{c + k_{tr}}{d_b} = \frac{54.2 + 15.7}{25} = 2.79 > 2.5 \Rightarrow \frac{c + k_{tr}}{d_b} = 2.5$$

$$l_d = \left[\frac{\psi_t \psi_e \psi_s \psi_g}{\lambda \left(\frac{c_b + k_{tr}}{d_b} \right)} \times \frac{0.9f_y}{\sqrt{f'_c}} \right] d_b = \left[\frac{1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0}{1.0(2.5)} \times \frac{0.9 \times 420}{\sqrt{30}} \right] 25 \approx 700 \text{ mm}$$

$> 300 \text{ mm}$

۳) آرماتورهای عرضی تیر:

- در تیرها در طول قسمت بحرانی تیرها که زیر مشخص می‌شوند، آرماتور عرضی باید از نوع دورگیر باشند:

الف) در طولی معادل دو برابر ارتفاع مقطع از هر تکیه‌گاه به سمت وسط دهانه

ب) در طولی معادل دو برابر ارتفاع مقطع در دو سمت مقطعی که در آن امکان تشکیل مفصل پلاستیک در اثر تغییرشکل جانبی غیرالاستیک قاب وجود دارد.

صفحه ۲۵۲ 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 بایستی به در فاصله $2h=120\text{ cm}$ از بر ستون، آرماتورها دارای فاصله حداکثر زیر باشند.

$$\text{Maximum hoop spacing} \leq \begin{cases} \frac{d}{4} = \frac{537.5}{4} = 134.4\text{ mm} \\ 6d_b = 6(25) = 150\text{ mm} \end{cases} \quad \text{taken as } 125\text{ mm}$$

در نواحی که نیازی به خاموت گذاری ویژه نیاز نیست، فاصله آنها از $d/2$ نباید بیشتر شود. بنابراین:

Maximum spacing = $d/2 = 537.5/2 = 268.75\text{ mm}$, taken as 250 mm

نیروی برشی طراحی V_e در تیرها باید با در نظر گرفتن تعادل استاتیکی بارهای قائم ضریبدار وارد بر تیر و لنگرهای خمشی موجود در مقاطع انتهایی تیر با فرض آنکه در این مقاطع مفصل‌های پلاستیک تشکیل شده‌اند، تعیین شود. ظرفیت خمشی مفصل پلاستیک مثبت یا منفی باید برابر با لنگر خمشی مقاومت محتمل مقطع M_{pr} در نظر گرفته شود. جهت این لنگرهای خمشی باید چنان در نظر گرفته شود که نیروی برشی ایجاد شده در تیر بیشترین باشد. در محاسبه M_{pr} مقاومت آرماتور کششی برابر $1.25f_y$ و ضریب کاهش مقاومت $\phi=1.0$ لحاظ شود.

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

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

$$w_u = 1.2(30) + 0.5(20) = 46 \frac{kN}{m}$$

$$\frac{w_u l_c}{2} = \frac{46(9.3)}{2} = 213.9\text{ kN}$$

$$M_{pr}(+ve) = 1.25A_s(+ve)f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$\Rightarrow 0.85(30)(a)(450) = 1.25 \left(\frac{4 \times \pi \times 25^2}{4}\right)(420) \Rightarrow a = 89.8\text{ mm}$$

$$M_{pr}(+ve) = \frac{1.25 \left(\frac{4 \times \pi \times 25^2}{4}\right)(420)}{10^6} \left(537.5 - \frac{89.8}{2}\right) = 507.7\text{ kN.m}$$

$$M_{pr}(-ve) = 1.25A_s(-ve)f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$\Rightarrow 0.85(30)(a)(450) = 1.25 \left(\frac{6 \times \pi \times 25^2}{4}\right)(420) \Rightarrow a = 134.7\text{ mm}$$

$$M_{pr}(-ve) = \frac{1.25 \left(\frac{6 \times \pi \times 25^2}{4}\right)(420)}{10^6} \left(537.5 - \frac{134.7}{2}\right) = 726.9\text{ kN.m}$$

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

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

$$\left(\frac{M_{pr}(-ve) + M_{pr}(+ve)}{l_c} \right) = \frac{726.9 + 507.7}{9.3} = 132.7 \text{ kN}$$

$$V_{e,max} = 132.7 + 213.9 = 346.6 \text{ kN}$$

در مواردی که هر دو شرط (الف) و (ب) زیر برقرار باشد، طراحی آرماتور عرضی در مناطق بحرانی باید با فرض $V_c=0$ انجام شود.

الف) برش محاسبه شده براساس بخش قبل، بیشتر یا مساوی نصف مقاومت برشی حداکثر در مناطق بحرانی باشد.

ب) بار محوری ضریبدار P_u که شامل اثرات زلزله می باشد، از $0.05A_g f_c$ کمتر باشد.

برش ناشی از زلزله برابر $t < 346.6/2 = 132.7$ بنابراین عبارت بالا برقرار نخواهد بود

$$V_c = 0.17 \sqrt{f'_c} b d = \frac{0.17 \sqrt{30} (450) (537.5)}{1000} = 225 \text{ kN}$$

$$V_s = V_n - V_c = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{346.6}{0.75} - 225 = 237 \text{ kN}$$

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

با توجه به استفاده از دو ساق میلگرد ۱۰ به عنوان خاموت داریم:

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} = \frac{2(78.5)(420)(537.5)}{s} = 237(1000) \Rightarrow s = 149 \text{ mm}$$

Use two-legged 10 mm stirrups @ 12.5 cm.

خاموت‌ها در نواحی خارج از محل بحرانی:

$$\frac{V_u + 81.2}{346.6 + 81.2} = \frac{8.1}{9.3} \Rightarrow V_u = 291.4 \text{ kN}$$

$$V_s = V_n - V_c = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{291.4}{0.75} - 225 = 163 \text{ kN}$$

با توجه به استفاده از دو ساق میلگرد ۱۰ به عنوان خاموت داریم:

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} = \frac{2(78.5)(420)(537.5)}{s} = 163(1000)$$

$$\Rightarrow s = 217 \text{ mm} < \frac{537.5}{2} \text{ mm} = 268 \text{ mm}$$

Use two-legged 10 mm stirrups @ 20 cm.

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

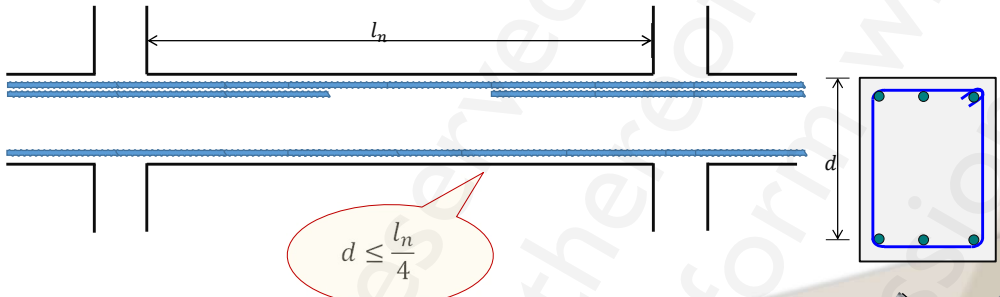
الف-۲) تیرهای قاب خمشی متوسط (Beams of intermediate moment frames)

الزامات بند 18.4.2 از آیین نامه ACI318-19 و همچنین ضوابط بند ۹-۲۰-۵-۲ مبحث نهم، به شرایط تیرها در قاب خمشی متوسط پرداخته است.

محدودیت‌های ابعادی:

برای تیرها طبق بند ۹-۲۰-۵-۲-۱ مبحث نهم، محدودیت‌های زیر در نظر گرفته شده است:

۱- ارتفاع موثر مقطع نباید بیشتر از یک چهارم طول دهانه آزاد باشد.

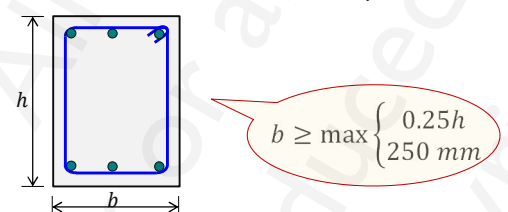


$$d \leq \frac{l_n}{4}$$

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

۲- عرض مقطع نباید کمتر از یک چهارم ارتفاع آن یا ۲۵ سانتیمتر باشد.



$$b \geq \max \left\{ \begin{matrix} 0.25h \\ 250 \text{ mm} \end{matrix} \right.$$

مثال) حداقل عرض یک تیر (در قاب خمشی متوسط) با عمق کلی ۹۰۰ میلیمتر چقدر است؟

$$b \geq \max \left\{ \begin{matrix} 0.25h \\ 250 \text{ mm} \end{matrix} \right. = \max \left\{ \begin{matrix} 0.25 \times 900 \\ 250 \text{ mm} \end{matrix} \right. = 250 \text{ mm}$$

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

۳- عرض مقطع نباید بیشتر از دو مقدار الف) عرض عضو تکیه‌گاهی در صفحه‌ی عمود بر محور طولی تیر، به اضافی سه چهارم ارتفاع تیر در هر طرف عضو تکیه‌گاهی؛ ب) عرض عضو تکیه‌گاهی به اضافی یک چهارم بعد دیگر مقطع در هر طرف عضو تکیه‌گاهی

توجه: این جزئیات در ACI داده نشده است

آرماتور عرضی برای محصور نمودن آرماتورهای تیر که از هسته ستون عبور می‌کنند.

جهت تحلیل

مقطع A-A

پلان

در این شکل، آرماتورهای عرضی ستون بالا و پایین برای وضوح بیشتر نشان داده نشده است.

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission صفحه ۲۶۱

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

۴- برون محوری هر تیر نسبت به ستونی که با آن قاب تشکیل می‌دهد، یعنی فاصله‌ی محورهای هندسی دو عضو از یک دیگر، نباید بیشتر از یک چهارم عرض مقطع ستون باشد.

مقدار خروج از مرکزیت

تیر

ستون

محور تیر

محور ستون

30cm

50cm

مقدار خروج از مرکزیت

تیر

ستون

محور تیر

محور ستون

25cm

60cm

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission صفحه ۲۶۲

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

آرماتورهای طولی تیر:

- در هر یک از دو وجه فوقانی و تحتانی تیرها باید حداقل از دو آرماتور سراسری استفاده شود. سطح مقطع آرماتورهای سراسری وجه تحتانی نباید در هیچ مقطع، از یک چهارم بیشترین مقدار سطح مقطع آرماتورهای تحتانی در طول دهانه‌ی تیر کمتر باشد. این آرماتورها باید با فرض تامین تنش تسلیم کششی در بر تکیه‌گاه مهار شوند.

۲۶۳ 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

- در بر تکیه‌گاه‌های تیر، مقاومت خمشی مثبت مقطع در هر تکیه‌گاه باید حداقل برابر یک سوم مقاومت خمشی منفی همان مقطع باشد. مقاومت خمشی مثبت و منفی هر مقطع در سراسر طول تیر نبایستی کمتر از یک پنجم حداکثر مقاومت خمشی در مقاطع بر تکیه‌گاهی در دو انتهای عضو باشد.

18.4.2.2 The positive moment strength at the face of the joint shall be at least one-third the negative moment strength provided at that face of the joint. Neither the negative nor the positive moment strength at any section along the length of the beam shall be less than one-fifth the maximum moment strength provided at the face of either joint.

۲۶۴ 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

آرماتورهای عرضی تیر:

برای تیرها طبق مبحث نهم، ضوابط زیر برای آرماتورهای عرضی باید رعایت شود:

۱- در تیرها در طول ناحیه‌های بحرانی در دو انتهای تیر که معادل دو برابر ارتفاع مقطع می‌باشد، باید دورگیر مطابق الزامات بند بعدی به کار برده شود؛ مگر آن که طراحی برای برش و یا پیچش، نیاز به آرماتور بیشتری را ایجاد کند.

۲۶۵ 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- دورگیرها و فواصل آنها از یک دیگر باید دارای شرایط زیر باشند:

الف - قطر دورگیرها کمتر از ۸ میلی‌متر نباشد.

ب - فاصله‌ی دورگیرها از یک دیگر بیشتر از یک چهارم ارتفاع مؤثر مقطع، ۸ برابر قطر کوچکترین آرماتور طولی، ۲۴ برابر قطر دورگیر و ۳۰۰ میلی‌متر اختیار نشود.

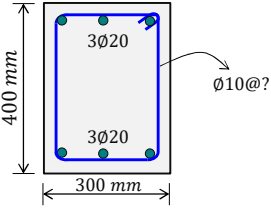
پ - فاصله‌ی اولین دورگیر از بر تکیه‌گاه بیشتر از ۵۰ میلی‌متر نباشد.

در قاع متوسط: حداقل قطر خاموت ۸ م م

۲۶۶ 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 شکل زیر، حداکثر فاصله خاموت های تیر در ناحیه بحرانی حداکثر چقدر است؟ (براساس حداقل ضوابط لرزه‌ای قاب متوسط)



$$d = 400 - 40 - 10 - 10 = 340 \text{ mm}$$

$$s \leq \begin{cases} \frac{d}{4} = \frac{340}{4} = 85 \text{ mm} \\ 8d_b = 8 \times 20 = 160 \text{ mm} \text{ (کوچکترین آرماتور طولی)} \\ 24d_b = 24 \times 10 = 240 \text{ mm} \text{ (قطر آرماتور دورگیر)} \end{cases}$$

$\Rightarrow s \leq 85 \text{ mm}$

استفاده از این فاصله ۸۵ میلیمتر برای آرماتورهای خاموت تیر در این ناحیه ممکن است برای قرار گیری تیرچه‌ها در آن مشکل ساز شود. بنابراین توصیه می‌شود، عمق کلی تیرها حداقل ۴۵۰ میلیمتر داده شود تا فاصله خاموت به حدود ۱۰۰ میلیمتر افزایش یابد.

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission صفحه ۲۶۷

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

۳- در سرتاسر طول تیرها، فاصله‌ی آرماتورهای عرضی از یک دیگر نباید بیشتر از نصف ارتفاع مؤثر مقطع اختیار شود.

۴- در نواحی از تیرهایی که نیروی محوری ضریبدار در آنها از $0.1A_g f_c$ بیشتر می‌شود، باید از دورگیرهای بصورت زیر استفاده نمود:

فاصله مرکز به مرکز تنگها نباید از ۱۶ برابر قطر میلگرد طولی، ۴۸ برابر قطر میلگرد خاموت و کوچکترین بعد مقطع بیشتر شود. قطر خاموت حداقل ۱۰ میلیمتر در اینحالت باید استفاده شود. همچنین تنگ‌های مستطیلی باید شرایط زیر را اقماع نمایند:

الف) هر میلگرد طولی واقع در گوشه مقطع و سایر میلگردهای طولی بصورت یک در میان باید توسط خم با زاویه کمتر یا مساوی ۱۳۵ درجه مهار شود.

ب) میلگرد طولی بدون مهار جانبی نباید فاصله آزاد بیش از ۱۵ سانتیمتر از میلگرد طولی مهار شده داشته باشد.

پ) مهار تنگ‌ها در مقاطع مستطیلی با قلاب استاندارد که میلگرد طولی را در بر گرفته، انجام می‌شود.

ت) استفاده از مجموعه میلگردهای سردار به عنوان تنگ مجاز نیست.

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission صفحه ۲۶۸

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

برش در تیرهای با شکل پذیری متوسط

در تیرها مقاومت برشی ϕV_n نباید از کوچکترین دو مقدار (الف) و (ب) زیر کمتر در نظر گرفته شود:

(الف) مجموع نیروی برشی ایجاد شده در تیر در اثر بارهای نقلی ضریبدار و نیروی برشی متناظر با ظرفیت خمشی اسمی موجود در دو انتهای مقید تیر با انحنای خمشی دو جهته در بر تکیه گاهها

(ب) حداکثر برش بدست آمده از ترکیب بارگذاری که در آنها بجای برش ناشی از زلزله E مقدار $2E$ جایگزین شود.

نیروی برشی متناظر با ظرفیت خمشی اسمی موجود (اسلاید بعد)

صفحه ۲۶۹ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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

$w_u = 1.2D + 1.0L$

M_{nl}

M_{nr}

V_{ul}

V_{ur}

l_n

برش تیر

$V_e = \frac{M_{nl} + M_{nr}}{l_n} \pm \frac{w_u l_n}{2}$

ACI318-19: 18.4.2.3 ϕV_n shall be at least the lesser of (a) and (b):

(a) The sum of the shear associated with development of nominal moment strengths of the beam at each restrained end of the clear span due to reverse curvature bending and the shear calculated for factored gravity loads

(b) The maximum shear obtained from design load combinations that include E, with E taken as twice that prescribed by the general building code

صفحه ۲۷۰ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

الف- (۳) تیرهای قاب خمشی معمولی (Beams of ordinary moment frames)

الزامات بند ۱۸.۳ از آیین نامه ACI318-19 و بند ۹-۲۰-۳-۱ مبحث نهم، به شرایط تیرها در قاب خمشی معمولی پرداخته است.

آرماتورهای طولی تیر:

- حداقل دو میلگرد باید هم در بالا و هم در پایین مقطع در سراسر طول پیش‌بینی گردد.
- سطح مقطع آرماتورهای سراسری وجه پایینی نباید در هیچ مقطعی از یک چهارم بیشترین مقدار سطح مقطع آرماتورهای پایینی در طول دهانه تیر کمتر باشد. این آرماتورها باید با فرض تامین تنش تسلیم در بر تکیه‌گاه مهار شوند.

18.3.2 Beams shall have at least two continuous bars at both top and bottom faces. Continuous bottom bars shall have area not less than one-fourth the maximum area of bottom bars along the span. These bars shall be anchored to develop f_y in tension at the face of support.

صفحه ۲۷۱ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

ب- (۱) ستون‌های قاب خمشی ویژه (Columns of special moment frames)

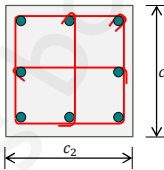
طبق ACI318، در طبقه‌بندی ستون‌ها، اثر بار محوری لحاظ نمی‌شود. تا قبل از سال ۲۰۱۴، در صورتی که نیروی محوری در ستون کم بود، می‌توانستیم، آنها را بصورت تیر جزئیات‌بندی کنیم.

محدودیت‌های هندسی

در این اعضاء محدودیت‌های هندسی زیر باید رعایت گردد.

(۱) کوچکترین بعد مقطع که در امتداد یک خط مستقیم گذرنده از مرکز هندسی مقطع تعیین می‌شود، نباید از ۳۰ سانتیمتر کمتر باشد.

(۲) نسبت عرض کوتاه مقطع به بعد عمود بر آن نباید از ۰.۴ کمتر باشد.



$$\min(c_1, c_2) \geq \begin{cases} 0.4 \max(c_1, c_2) \\ 300 \text{ mm} \end{cases}$$

صفحه ۲۷۲ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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

آرماتورهای طولی

- سطح مقطع آرماتور طولی در ستون، به سطح مقطع کلی آن کمتر از یک درصد و بیشتر از شش درصد در نظر گرفته نشود. محدودیت حداکثر آرماتور در محل وصله نیز رعایت شود.
- در ستون‌هایی که در آنها از دورگیرهای دایره‌ای استفاده شده، تعداد آرماتورهای طولی مقطع باید حداقل ۶ عدد باشد.
- استفاده از وصله پوششی در میلگرد طولی فقط در نیمه میانی طول ستون مجاز است. طول پوشش این وصله‌ها باید برای کشش در نظر گرفته شود. در این ناحیه باید از خاموتگذاری ویژه استفاده نمود.

18.7.4.1 Area of longitudinal reinforcement, A_{st} , shall be at least $0.01A_g$ and shall not exceed $0.06A_g$.

18.7.4.2 In columns with circular hoops, there shall be at least six longitudinal bars.

18.7.4.3 Mechanical splices shall conform to 18.2.7 and welded splices shall conform to 18.2.8. Lap splices shall be permitted only within the center half of the member length, shall be designed as tension lap splices, and shall be enclosed within transverse reinforcement in accordance with 18.7.5.2 and 18.7.5.3.

صفحه ۲۷۳ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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

Typical lap splice details of columns in special moment frames

طول وصله برای کشش

تعداد آرماتورهای طولی مقطع حداقل ۶ عدد

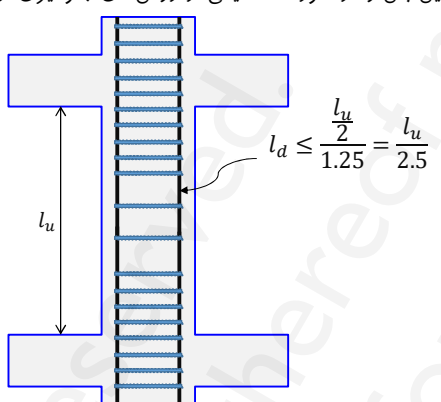
$\rho_{min} = 0.01$
 $\rho_{max} = 0.06$

صفحه ۲۷۴ 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 بند ۹-۲۰-۳-۲ در طول آزاد ستون، آرماتورهای طولی ستون باید به گونه‌ای انتخاب شوند که $1.25l_d \leq l_u/2$ باشد. در این رابطه l_d طول گیرایی آرماتورهای طولی و l_u طول آزاد ستون است.

طبق این بند نمی‌توان میلگرد با قطرهای بالا را در هر ستونی بکار برد. دلیل این محدودیت جلوگیری از خرابی ناشی از جداشدگی پیوند یا چسبیدگی بین بتن و آرماتور است. یکی از روش‌های جلوگیری از این خرابی استفاده از میلگرد با قطر کم است.

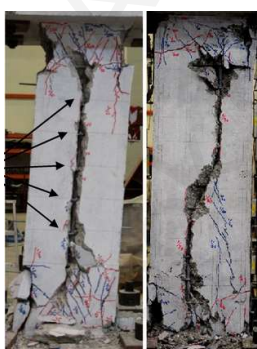


مثلاً اگر طول آزاد ستون ۳ متر باشد، حداکثر قطر میلگرد قابل استفاده، باید دارای $l_d < 1.2m$ باشد.

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission صفحه ۲۷۵

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

به عنوان مثال، مطابق جدول زیر، برای بتن C30، برای ارتفاع حدود ۳ متر، حداکثر از قطر میلگرد ۲۸ می‌توان استفاده نمود.



با فرض میلگرد AIII، بتن C25 و با صرف نظر از آرماتور عرضی			با فرض میلگرد AIII، بتن C30 و با صرف نظر از آرماتور عرضی	
d_b	L_d (cm)	min L_u (cm)	L_d (cm)	min L_u (cm)
8	30	76	28	70
10	38	95	35	88
12	46	114	42	105
14	53	133	49	123
16	61	152	56	140
18	69	171	63	158
20	94	235	88	219
22	104	259	96	241
25	118	294	110	274
28	132	329	123	307
30	141	353	131	329
32	151	376	140	351

Square column Rectangular column

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission صفحه ۲۷۶



WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

آرماتورهای عرضی

- در دو انتهای ستون و در دو طرف هر مقطعی از آن که احتمال تشکیل لولای پلاستیک وجود دارد، ناحیه‌ای به طول ℓ_0 ناحیه بحرانی تلقی شده و در آنها باید آرماتورگذاری ویژه مطابق الزامات زیر وجود داشته باشد، مگر آنکه برای برش و پیچش، آرماتور بیشتری نیازی باشد.

طول ℓ_0 از بر اتصال به تیرها برابر بیشترین، یک ششم ارتفاع یا دهانه آزاد ستون، عمق ستون مقطع مستطیلی شکل یا قطر مقطع دایره‌ای شکل در بر اتصال به اعضای دیگر و یا سایر مقاطعی که ممکن است در آنها لولای پلاستیک ایجاد شود و ۴۵ سانتیمتر در نظر گرفته شود.

18.7.5.1 Transverse reinforcement required in 18.7.5.2 through 18.7.5.4 shall be provided over a length ℓ_0 from each joint face and on both sides of any section where flexural yielding is likely to occur as a result of lateral displacements beyond the elastic range of behavior. Length ℓ_0 shall be at least the greatest of (a) through (c):

- (a) The depth of the column at the joint face or at the section where flexural yielding is likely to occur
- (b) One-sixth of the clear span of the column
- (c) 45 cm.

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](https://t.me/AlirezaeiChannel)

- آرماتورهای عرضی ویژه باید مطابق ضوابط (الف) الی (ج) زیر در نظر گرفته شوند:

الف) آرماتور عرضی در ناحیه بحرانی را می‌توان با دورپیچ‌های تکی و یا چند قطعه‌ای که با یکدیگر هم پوشانی دارند، دورگیرهای دایره‌ای و یا دورگیرهای با خطوط مستقیم با یا بدون قلاب دوخت، ساخت.

ب) دورگیرهای با خطوط مستقیم و یا قلاب‌های دوخت باید در محل‌های خم در بر گیرنده آرماتورهای طولی باشند.

پ) قطر قلاب‌های دوخت در صورتی که شرایط زیر را ا قناع نمایند، می‌تواند برابر یا کوچکتر از قطر دورگیرها باشد. انتهای قلاب‌های دوخت باید بطور یکدرمیان در راستای طولی میلگردهای طولی و در پیرامون مقطع جابجا شوند.

پ-۱) قطر قلاب دوخت حداقل ۱۰ میلیمتر برای میلگردهای طولی تا قطر ۳۲ میلیمتر

پ-۲) قطر ۱۲ میلیمتر برای میلگرد طولی به قطر ۳۴ میلیمتر و بیشتر و یا گروه میلگردهای طولی

ت) در مواردی که از دورگیرهای با خطوط مستقیم یا قلاب‌های دوخت استفاده می‌شود، باید شرایط تکیه‌گاه جانبی برای آرماتورهای طولی مطابق الزامات زیر بوسیله آنها فراهم شود.

ت-۱) دورگیرها باید متشکل از تنگ‌های بسته یا پیچشیده شده به صورت پیوسته باشند. دورگیرها را می‌توان از چند جزء که هر یک دارای قلاب لرزه‌ای در دو انتها است، ساخت.

ت-۲) هر یک از اجزای دورگیرها باید به وسیله قلاب لرزه‌ای در دو انتها مهار شوند. این قلاب‌ها باید یک میلگرد طولی را در بر بگیرند.

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

ث) آرماتورها در محیط ستون باید به گونه‌ای آرایش داده شوند که فاصله آرماتورهای طولی، h_x که به قلاب‌های دوخت و یا گوشه دورگیرها متکی هستند، از یکدیگر بیشتر از ۳۵ سانتیمتر نباشد.

مقدار x_i نشان داده شده در شکل، نباید از ۳۵ سانتیمتر بیشتر شود
خم حداقل ۱۳۵ درجه و انتهای مستقیمی
به طول ۶ برابر قطر میلگرد یا ۷۵ میلیمتر
طول ۶ برابر قطر میلگرد

Example of transverse reinforcement in columns.

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission صفحه ۲۷۹

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

ج) در مواردی که در ستون‌ها از دورگیرهای با خطوط مستقیم استفاده شده و $P_u > 0.3A_g f'_c$ یا $f'_c \geq 70 \text{ MPa}$ است، کلیه‌ی آرماتورهای تکی و یا گروه آرماتورهای طولی در پیرامون هسته‌ی ستون باید به گوشه‌های دورگیرها و یا یک قلاب لرزه‌ای متکی بوده و مقدار h_x از ۲۰۰ میلی‌متر بیشتر نشود. مقدار P_u بزرگ‌ترین نیروی محوری فشاری در ترکیب‌های بارگذاری است که شامل زلزله هستند.

این بند برای ستون پرفشار گذاشته شده که رفتار تردی دارند. همچنین استفاده از بتن با مقاومت خیلی زیاد نیز چنین رفتاری را ایجاد می‌کند. برای بهبود عملکرد بایستی تمام آرماتورهای طولی توسط سنجاقی که در دو انتها به قلاب لرزه‌ای دارد، مهار شوند.

فاصله میلگردهای عرضی از یکدیگر نباید بیشتر از مقادیر (الف) تا (پ) زیر باشد:

الف) یک چهارم ضلع کوچکتر
ب) شش برابر کوچکترین قطر میلگرد طولی برای میلگردهای با مقاومت تسلیم ۴۲۰ مگاپاسکال و کوچکتر، و پنج برابر قطر کوچکترین میلگرد طولی برای میلگردهای با مقاومت تسلیم ۵۲۰ مگاپاسکال
پ) مقدار s_0 که از رابطه زیر تعیین می‌شود باید کمتر از ۱۵۰ میلیمتر باشد ولی نیازی نیست از ۱۰۰ میلیمتر کمتر شود:

$$s_0 = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3} \right)$$

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission صفحه ۲۸۰



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

خلاصه آرماتورهای عرضی ستون ویژه براساس ویرایش ۹۹ مبحث نهم:

اگر قطر آرماتور طولی کمتر مساوی ۳۲ باشد $\varnothing 10$
اگر قطر آرماتور طولی بیشتر مساوی ۳۴ باشد $\varnothing 12$

حد اقل قطر آرماتور عرضی ستون =

$$l_0 > \begin{cases} \max(C_1 \text{ or } C_2) \\ \frac{1}{6} l_n \\ 45 \text{ cm} \end{cases}$$

$$s \leq \begin{cases} \min\left(\frac{c_1}{4} \text{ or } \frac{c_2}{4}\right) \\ F_y \leq 420 \text{ Mpa} \rightarrow 6d_b \text{ کوچکترین آرماتور طولی} \\ F_y = 520 \text{ Mpa} \rightarrow 5d_b \text{ کوچکترین آرماتور طولی} \end{cases}$$

$$100 \text{ mm} \leq s_0 = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3}\right) \leq 150 \text{ mm}$$

$$h_x = \max(x_i)$$

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



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

18.7.5.2 Transverse reinforcement shall be in accordance with (a) through (f):

- (a) Transverse reinforcement shall comprise either single or overlapping spirals, circular hoops, or rectilinear hoops with or without crossties.
- (b) Bends of rectilinear hoops and crossties shall engage peripheral longitudinal reinforcing bars.
- (c) Crossties of the same or smaller bar size as the hoops shall be permitted, subject to the limitation of 25.7.2.2. Consecutive crossties shall be alternated end for end along the longitudinal reinforcement and around the perimeter of the cross section.
- (d) Where rectilinear hoops or crossties are used, they shall provide lateral support to longitudinal reinforcement in accordance with 25.7.2.2 and 25.7.2.3.
- (e) Reinforcement shall be arranged such that the spacing h_x of longitudinal bars laterally supported by the corner of a crosstie or hoop leg shall not exceed 35 cm. around the perimeter of the column. (f) Where $P_u > 0.3A_g f'_c$ or $f'_c > 70 \text{ MPa}$ in columns with rectilinear hoops, every longitudinal bar or bundle of bars around the perimeter of the column core shall have lateral support provided by the corner of a hoop or by a seismic hook, and the value of h_x shall not exceed 20 cm. P_u shall be the largest value in compression consistent with factored load combinations including E.

صفحه ۲۸۳ 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 آرماتور عرضی ویژه لازم در ناحیه بحرانی برای تنگ‌های چند ضلعی باید مطابق (الف) و (ب) زیر محاسبه شود.

الف) در صورتی که $f'_c \leq 70 \text{ Mpa}$ و $P_u \leq 0.3A_g f'_c$ داریم:

$$\frac{A_{sh}}{sb_c} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} \\ 0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}} \end{array} \right.$$

ب) در صورتی که $P_u > 0.3A_g f'_c$ و یا $f'_c > 70 \text{ Mpa}$ داریم:

$$\frac{A_{sh}}{sb_c} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} \\ 0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}} \\ 0.2k_f k_n \frac{P_u}{A_{ch} f_{yt}} \end{array} \right.$$

$$k_f = \frac{f'_c}{175} + 0.6 \geq 1.0$$

$$k_n = \frac{n_l}{n_l - 2}$$

که در آن n_l تعداد آرماتور یا گروه آرماتورهای واقع در محیط هسته ستون با دورگیرهای با خطوط مستقیم که از نظر عرضی به قلاب‌های لرزهای و یا گوشه دورگیرها متکی هستند، میباشد.

صفحه ۲۸۴ 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 آرماتور عرضی ویژه لازم در ناحیه بحرانی برای تنگ های دایره ای باید مطابق (الف) و (ب) زیر محاسبه شود.

الف) در صورتی که $f'_c \leq 70 \text{ Mpa}$ و $P_u \leq 0.3A_g f'_c$ داریم:

$$\rho_s = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} \\ 0.12 \frac{f'_c}{f_{yt}} \end{array} \right.$$

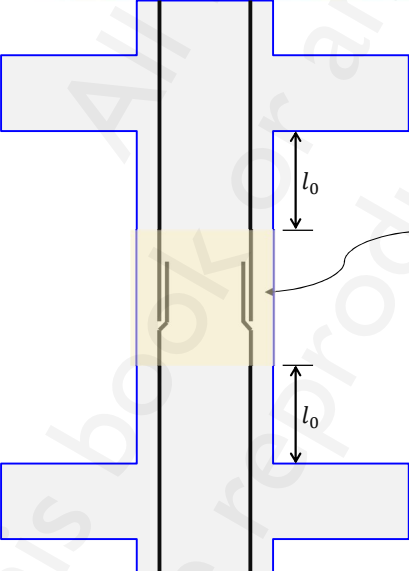
ب) در صورتی که $f'_c > 70 \text{ Mpa}$ و یا $P_u > 0.3A_g f'_c$ داریم:

$$\rho_s = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} \\ 0.12 \frac{f'_c}{f_{yt}} \\ 0.35 k_f \frac{P_u}{A_{ch} f_{yt}} \end{array} \right. \quad k_f = \frac{f'_c}{1750} + 0.6 \geq 1.0$$

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

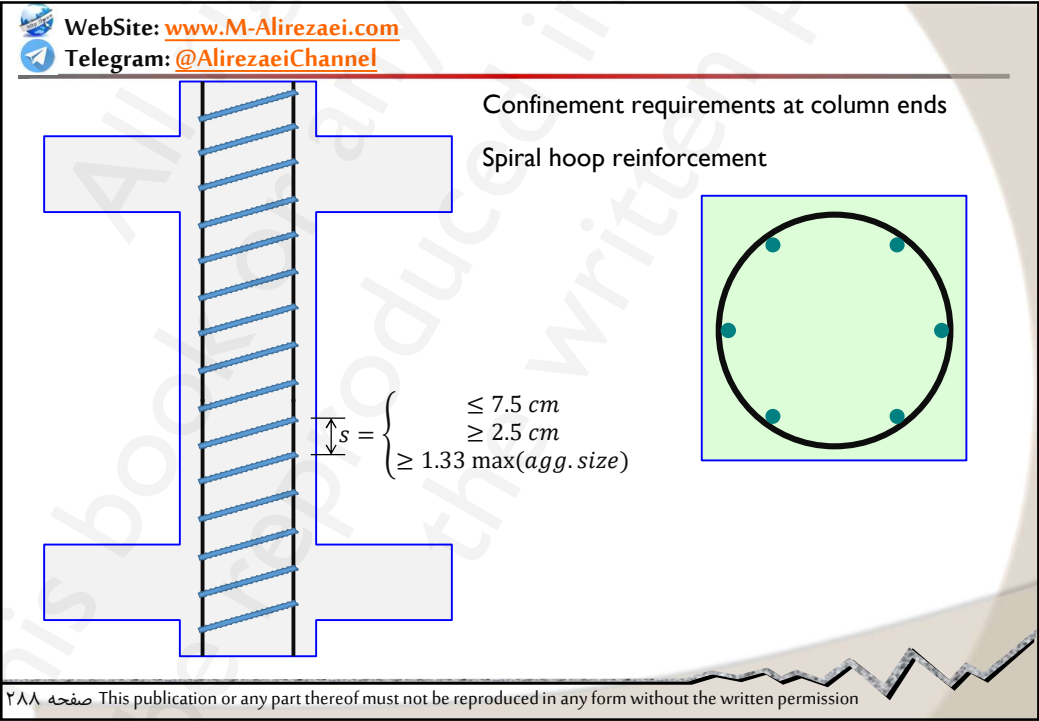
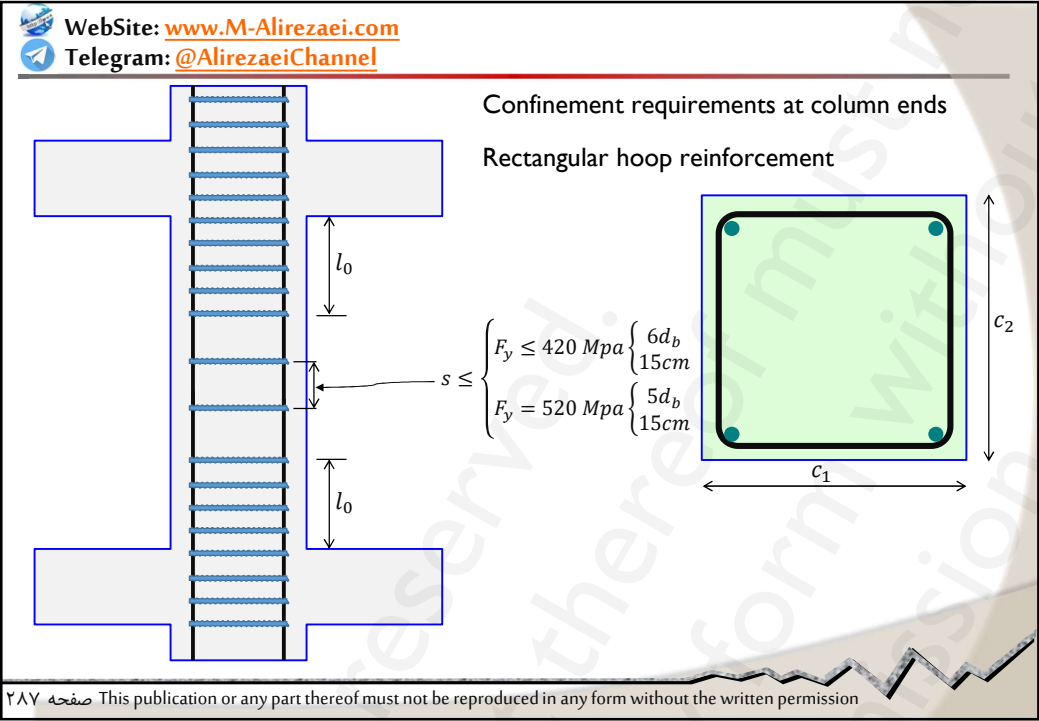
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

- در قسمت هایی از طول ستون که آرماتور عرضی ویژه اجرا نمی شود، باید آرماتورهای عرضی به صورت دورپیچ یا دورگیر و یا سنجاقی با قطر حداقل ۱۰ میلیمتر برای میلگردهای طولی تا قطر ۳۲ و قطر ۱۲ برای میلگردهای طولی به قطر ۳۴ و بزرگتر و یا گروه میلگردهای طولی داشته باشد. فاصله این آرماتورهای عرضی در هر حال نباید برای آرماتورهای با مقاومت تسلیم ۴۲۰ مگاپاسکال و کمتر، بیشتر از شش برابر قطر کوچکترین میلگرد طولی و یا ۱۵۰ میلیمتر و برای آرماتورهای با مقاومت تسلیم ۵۲۰ مگاپاسکال، بیشتر از ۵ برابر قطر کوچکترین میلگرد طولی و یا ۱۵۰ میلیمتر بیشتر اختیار شود.



18.7.5.5 Beyond the length l_0 given in 18.7.5.1, the column shall contain spiral reinforcement satisfying 25.7.3 or hoop and crosstie reinforcement satisfying 25.7.2 and 25.7.4 with spacing s not exceeding the least of 150 mm, 6db of the smallest Grade 420 longitudinal column bar, and 5db of the smallest Grade 550 longitudinal column bar, unless a greater amount of transverse reinforcement is required by 18.7.4.4 or 18.7.6.

۲۸۶ 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](https://t.me/AlirezaeiChannel)

- در ستون‌هایی که عکس العمل اعضای ناپیوسته سخت را تحمل می‌کنند، مانند ستون‌های واقع در زیر دیوارهای منقطع، باید آرماتورهای عرضی ویژه مطابق ضوابط (الف) و (ب) زیر بکار برده شود.

الف) در مواردی که بار محوری فشاری ضریبدار ستون در اثر زلزله از $0.1A_g f_c$ تجاوز نماید، باید از آرماتور عرضی مطابق الزامات آرماتورگذاری در ناحیه h_0 ستون و در تمام طول ستون و در کلیه طبقات در زیر سطحی که در آن ناپیوستگی قرار دارد استفاده شود. در مواردی که از اثرات زلزله تشدید یافته برای لحاظ نمودن اثرات اضافه مقاومت اجزای قائم سیستم مقاوم در برابر زلزله استفاده شده است، محدودیت $0.1A_g f_c$ باید به $0.25A_g f_c$ افزایش داده شود.

ب) آرماتور عرضی باید به اندازه ای برابر با حداقل طول گیرایی آرماتور طولی ستون، h_0 با بیشترین قطر در داخل عضو منقطع ادامه یابد. در مواردی که انتهای تحتانی ستون بر روی یک دیوار متکی است، آرماتور عرضی مورد نیاز باید به اندازه طول h_0 مربوط به آرماتور طولی ستون با بیشترین قطر در داخل دیوار ادامه داده شود. در مواردی که انتهای ستون بر روی شالوده واقع شده است، آرماتورهای عرضی قسمت (الف) باید به اندازه حداقل ۳۰ سانتیمتر در داخل شالوده ادامه داده شود.

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

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

Columns supporting discontinued stiff members

دیوار برشی

پی

به اندازه طول مهارى بزرگترین میلگرد طولی ستون ادامه داده شود.

مانند ناحیه h_0 ستون در کل ارتفاع ستون

$\geq 30 \text{ cm}$

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



WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

18.7.5.6 Columns supporting reactions from discontinued stiff members, such as walls, shall satisfy (a) and (b):

(a) Transverse reinforcement required by 18.7.5.2 through 18.7.5.4 shall be provided over the full height at all levels beneath the discontinuity if the factored axial compressive force in these columns, related to earthquake effect, exceeds $A_g f_c' / 10$. Where design forces have been magnified to account for the overstrength of the vertical elements of the seismic-force-resisting system, the limit of $A_g f_c' / 10$ shall be increased to $A_g f_c' / 4$.

(b) Transverse reinforcement shall extend into the discontinued member at least ℓ_d of the largest longitudinal column bar, where ℓ_d is in accordance with 18.8.5. Where the lower end of the column terminates on a wall, the required transverse reinforcement shall extend into the wall at least ℓ_d of the largest longitudinal column bar at the point of termination. Where the column terminates on a footing or mat, the required transverse reinforcement shall extend at least 30 cm. into the footing or mat

صفحه ۲۹۱ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission



WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

حداقل مقاومت خمشی ستونها

ستونها باید الزامات زیر را اکتان نمایند:

الف) لنگرهای خمشی مقاوم ستونها و تیرها در محل مشترک باید در رابطه زیر صدق کند:

$$\sum M_{nc} \geq \left(\frac{6}{5}\right) \sum M_{nb}$$

که در آن $\sum M_{nc}$ مجموع لنگرهای مقاومت ستونها در بالا و پایین اتصال است که در بر اتصال محاسبه شده است. لنگرهای مقاوم ستونها باید برای بدترین شرایط بارگذاری حالت بار محوری، در جهت بارگذاری جانبی مورد نظر که کمترین مقدار لنگرها را بدست می‌دهد، محاسبه شوند. همچنین $\sum M_{nb}$ مجموع لنگرهای مقاوم تیرها در دو سمت اتصال است. در رابطه فوق، جمع لنگرهای ستون باید مخالف لنگرهای تیر قرار گیرد.

18.7.3.2 The flexural strengths of the columns shall satisfy

$$\sum M_{nc} \geq (6/5) \sum M_{nb}$$

Where, $\sum M_{nc}$ is sum of nominal flexural strengths of columns framing into the joint, evaluated at the faces of the joint. Column flexural strength shall be calculated for the factored axial force, consistent with the direction of the lateral forces considered, resulting in the lowest flexural strength. $\sum M_{nb}$ is sum of nominal flexural strengths of the beams framing into the joint, evaluated at the faces of the joint.

صفحه ۲۹۲ 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) چنانچه ستونی رابطه فوق را اقلان ننماید، باید از کمک آن به سختی جانبی و مقاومت سازه در مقابل بارهای جانبی ناشی از زلزله صرفنظر شود. این ستون بهر حال بایستی برای ضوابط المان‌هایی که جزو سیستم لرزه‌بر نیستند، طراحی شود.

Strong column-weak beam requirements for special moment frames

$$(M_{nt} + M_{nb}) \geq \left(\frac{6}{5}\right)(M_{nl} + M_{nr})$$

18.7.3.3 If 18.7.3.2 is not satisfied at a joint, the lateral strength and stiffness of the columns framing into that joint shall be ignored when calculating strength and stiffness of the structure. These columns shall conform to 18.14.

صفحه ۲۹۳ 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) چنانچه تعداد ستون‌های موجود در یک طبقه در یک قاب بیشتر از چهار عدد باشند، از هر چهار ستون یک ستون می‌تواند رابطه تیر ضعیف-ستون قوی را تامین نکند؛ ولی در سیستم باربر لرزه‌ای سهیم باشد.

این ستون ضابطه تیر ضعیف - ستون قوی را اقلان نمیکند

صفحه ۲۹۴ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission



WebSite: www.M-Alirezaei.com

Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)



ساختمان بتنی در سرپل ذهاب که به دلیل ایجاد لولای خمیری در ستونها و در زلزله ۲۱ آبان ۱۳۹۶ منهدم شد

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](https://t.me/AlirezaeiChannel)

برش در ستون‌های با شکل‌پذیری زیاد

- نیروی برشی طراحی V_e در ستون‌ها باید یا در نظر گرفتن اندرکنش نیروهای محوری ضریب‌دار و لنگرهای خمشی مقاوم محتمل در مقاطع انتهایی ستون با فرض آنکه در این مقاطع مفصل‌های پلاستیک تشکیل شده‌اند، تعیین شود. نیروی محوری P_u در محدوده بارهای محوری ضریب‌دار ستون طوری انتخاب شود که بیشترین لنگر خمشی محتمل، M_{pr} حاصل شود.

این برش در هیچ حالت نباید کمتر از برش بدست آمده از تحلیل ساختمان زیر اثر بارهای قائم و نیروی جانبی زلزله باشد. همچنین نیازی نیست که نیروی برشی ستون از نیروی محاسبه شده براساس مقاومت گره، با فرض لنگر خمشی محتمل M_{pr} ، تیرهای منتهی به گره بدست می‌آید، بیشتر باشد.

- در ستون‌ها در حالاتی که هر دو شرط (الف) و (ب) این بند برقرار باشند، به منظور طراحی آرماتورهای عرضی در محدوده l_a باید از مقاومت بتن در برش V_c صرف نظر نمود:

الف) وقتی مقدار برش محاسبه شده مطابق بندهای قبل، برابر یا حداقل نصف مقاومت برشی حداکثر در محدوده l_a باشد.

ب) نیروی محوری فشاری ضریب‌دار P_u که شامل اثرات زلزله می‌باشد، از $0.05A_g f_c$ کمتر باشد.

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](https://t.me/AlirezaeiChannel)

حل) محدودیت‌های هندسی

در این اعضاء محدودیت های هندسی زیر باید رعایت گردد.

(۱) کوچکترین بعد مقطع که در امتداد یک خط مستقیم گذرنده از مرکز هندسی مقطع تعیین میشود، نباید از ۳۰ سانتیمتر کمتر باشد. در این مثال این ضابطه اقلان شده و عرض ستون ۴۵ سانتیمتر است.

(۲) نسبت عرض کوتاه مقطع به بعد عمود بر آن نباید از ۰.۴ کمتر باشد. در این مثال نسبت ضلع کوچکتر به بزرگتر برابر $0.45/70=0.64>0.4$ است. بنابراین این ضابطه نیز اقلان می‌شود.

حداقل مقاومت خمشی ستونها

ستونها باید الزامات زیر را اقلان نمایند:

الف) لنگرهای خمشی مقاوم ستونها و تیرها در محل مشترک باید در رابطه زیر صدق کند:

$$\sum M_{nc} \geq \left(\frac{6}{5}\right) \sum M_{nb}$$

که در آن $\sum M_{nc}$ مجموع لنگرهای مقاومت ستونها در بالا و پایین اتصال است که در بر اتصال محاسبه شده است. لنگرهای مقاوم ستونها باید برای بدترین شرایط بارگذاری حالت بار محوری، در جهت بارگذاری جانبی مورد نظر که کمترین مقدار لنگرها را بدست می‌دهد، محاسبه شوند. همچنین $\sum M_{nb}$ مجموع لنگرهای مقاوم تیرها در دو سمت اتصال است. در رابطه فوق، جمع لنگرهای ستون باید مخالف لنگرهای تیر قرار گیرد.

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission صفحه ۲۹۹

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

در این مثال ظرفیت خمشی ستون در بالا و پایین آن با هم برابر است. با استفاده از اندرکنش بار محوری و لنگر خمشی، ظرفیت مقطع ستون تعیین می‌شود.

$$\rho_g = \frac{10\pi(25^2 \times 0.25)}{450 \times 700} = 0.01558$$

با توجه به نیروی محوری ستون. $P_u=3300$ kN و $M_n=1070$ kN.m براساس منحنی اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی بدست می‌آید. از تعادل نیروها داریم:

$$C_n(+ve) = T_n(+ve) \Rightarrow 0.85(30)(a)(450) = \frac{4(\pi \times 25^2)}{4}(420) \Rightarrow a = 71.8 \text{ mm}$$

$$M_n(+ve) = \frac{4(\pi \times 25^2 \times 0.25)(420)}{10^6} \left(537.5 - \frac{71.8}{2} \right) = 413.5 \text{ kN.m}$$

$$M_n(-ve) = (A_{s,-v}) f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$C_n(-ve) = T_n(-ve) \Rightarrow 0.85(30)(a)(450) = \frac{6(\pi \times 25^2)}{4}(420) \Rightarrow a = 107.8 \text{ mm}$$

$$M_n(-ve) = \frac{6(\pi \times 25^2 \times 0.25)(420)}{10^6} \left(537.5 - \frac{107.8}{2} \right) = 598.2 \text{ kN.m}$$

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission صفحه ۳۰۰

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

بنابراین:

$$\sum M_{nc} = 1070 + 1070 = 2140 \text{ kN.m}$$

$$\sum M_{nb} = 413.5 + 598.2 = 1011.7 \text{ kN.m}$$

$$\frac{\sum M_{nc}}{\sum M_{nb}} = \frac{2140}{1011.7} = 2.11 > 1.2 \quad Ok$$

طبق ACI318 سطح مقطع آرماتور طولی در ستون، به سطح مقطع کلی آن کمتر از یک درصد و بیشتر از شش درصد در نظر گرفته نشود. محدودیت حداکثر آرماتور در محل وصله نیز رعایت شود. بنابراین:

$$\rho_g = \frac{49.087}{(45)(70)} = 0.01558 \quad (Ok)$$

همچنین استفاده از وصله پوششی در میلگرد طولی فقط در نیمه میانی طول ستون مجاز است. طول پوشش این وصله‌ها باید برای کشش در نظر گرفته شود. در این ناحیه باید از خاموتگذاری ویژه استفاده نمود.

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission صفحه ۳۰۱

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

طول وصله آرماتور ستون:

$$l_d = \left[\frac{\psi_t \psi_e \psi_s \psi_g}{\lambda \left(\frac{c_b + k_{tr}}{d_b} \right)} \times \frac{0.9 f_y}{\sqrt{f'_c}} \right] d_b > 30 \text{ cm}$$

چون میلگردها مربوط به ستون است، مقدار ψ_t (ضریب موقعیت میلگردها) برابر ۱.۰ است.

مقدار ψ_e یا ضریب اندود میلگرد، برای میلگردهایی که اندود اپوکسی نشده‌اند برابر یک است.

مقدار ψ_s یا ضریب قطر میلگرد برای میلگردهای با قطر برابر یا بیش از ۲۰ میلیمتر برابر یک است.

مقدار ψ_g یا ضریب رده میلگرد برای میلگردهای S500 و S520 برابر ۱.۱۵ و برای سایر میلگردها برابر یک در نظر گرفته می‌شود.

با صرف نظر از اثر آرماتورهای عرضی $K_{tr}=0$ در نظر گرفته شده و داریم:

$$c = \min \left(\frac{4.0 + 1.0 + 1.25}{8} = 6.25 \text{ cm}, \frac{45 - 4(2) - 2(1) - 2.5}{8} = 4.0625 \text{ cm} \right) = 4.0625 \text{ cm}$$

$$\frac{c + k_{tr}}{d_b} = \frac{4.0625 + 0}{2.5} = 1.625 < 2.5$$

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission صفحه ۳۰۲

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

$$l_d = \left[\frac{\psi_t \psi_e \psi_s \psi_g}{\lambda \left(\frac{c_b + k_{tr}}{d_b} \right)} \times \frac{0.9 f_y}{\sqrt{f'_c}} \right] d_b = \left[\frac{1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0}{1.0(1.625)} \times \frac{0.9 \times 420}{\sqrt{30}} \right] 25 = 1061 \text{ mm}$$

$> 300 \text{ mm}$

بنابراین طول وصله مورد نیاز برابر است با:

Required splice length $l_{sp} = 1.3(1061) = 1380 \text{ mm}$, taken as 1400 mm .

طبق ACI318 فاصله میلگردهای عرضی از یکدیگر نباید بیشتر از مقادیر (الف) تا (پ) زیر باشد:

(الف) یک چهارم ضلع کوچکتر

(ب) شش برابر کوچکترین قطر میلگرد طولی

(پ) مقدار s_0 که از رابطه زیر تعیین میشود باید کمتر از 15 سانتیمتر باشد ولی نیازی نیست از 10 سانتیمتر کمتر شود:

$$s_0 = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3} \right)$$

صفحه ۳۰۳ 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 فاصله آرماتورهای عرضی نباید از مقادیر زیر بیشتر لحاظ شود:

a) $45/4 = 11.25 \text{ cm}$

b) $6(2.5) = 15 \text{ cm}$

c) $s_0 = 100 + \left(\frac{350 - 700 - 2(40) - 2(10) - 2(10)}{3} \right) = 100 \text{ mm}$

بنابراین حداکثر فاصله به 10 سانتیمتر محدود می‌شود. آرماتورها در محیط ستون باید به گونه‌ای آرایش داده شوند که فاصله آرماتورهای طولی، h_x که به قلاب‌های دوخت و یا گوشه دورگیرها متکی هستند، از یکدیگر بیشتر از 35 سانتیمتر نباشد. بنابراین برای اقناع این شرایط دو قلاب 10 به به مقطع اضافه می‌شود. نیروی محوری ستون برابر 3300 kN است.

$$0.3A_g f'_c = 0.3(450)(700)(30)/1000 = 2835 \text{ kN} < 3300 \text{ kN}$$

بنابراین بایستی $h_x < 20 \text{ cm}$ باشد.

صفحه ۳۰۴ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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

آرماتورهای عرضی:

برای برش در امتداد وجه کوتاه‌تر ستون داریم:

$$k_f = \frac{f'_c}{175} + 0.6 = \frac{30}{175} + 0.6 = 0.77 < 1.0 \Rightarrow k_f = 1.0$$

$$k_n = \frac{n_l}{n_l - 2} = \frac{10}{8} = 1.25$$

$$A_{sh2} = 0.3 \left(\frac{(450)(700)}{(370)(620)} - 1 \right) \frac{30(100)(620)}{420} = 496 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh2'} = \frac{0.09(100)(620)(30)}{420} = 398 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh2''} = 0.2(1.0)(1.25) \frac{3300000}{420(370)(620)} (100)(620) = 530 \text{ mm}^2$$

بنابراین $A_{sh} = 530 \text{ mm}^2$ لحاظ می‌شود.

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

در صورت استفاده از یک خاموت ۱۲ به همراه ۳ سنجاقی ۱۲ مقدار $A_{sh} = 565 \text{ mm}^2$ خواهد شد. برای برش در جهت وجه بلندتر ستون داریم:

$$A_{sh1} = 0.3 \left(\frac{(450)(700)}{(370)(620)} - 1 \right) \frac{30(100)(370)}{420} = 296 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh1'} = \frac{0.09(100)(370)(30)}{420} = 238 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh1''} = 0.2(1.0)(1.25) \frac{3300000}{420(370)(620)} (100)(370) = 317 \text{ mm}^2$$

بنابراین $A_{sh} = 317 \text{ mm}^2$ لحاظ می‌شود. در صورت استفاده از یک خاموت ۱۲ به همراه ۳ سنجاقی ۱۰ مقدار $A_{sh} = 461.5 \text{ mm}^2$ خواهد شد.

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](https://t.me/AlirezaeiChannel)

طول L_0 از بر اتصال به تیرها برابر بیشترین، یک ششم ارتفاع یا دهانه آزاد ستون، عمق ستون مقطع مستطیلی شکل یا قطر مقطع دایره ای شکل در بر اتصال به اعضای دیگر و یا سایر مقاطعی که ممکن است در آنها لولای پلاستیک ایجاد شود و ۴۵ سانتیمتر در نظر گرفته شود. بنابراین این طول برابر حداکثر مقادیر زیر است:

- The depth of the member at the joint face = 70 cm
- 1/6 of the clear span of the member = $400/6 = 66.67$ cm
- 45 cm.

بنابراین بایستی ۷۰ سانتیمتر در نظر گرفته شود. در نواحی که نیاز به خاموت گذاری ویژه ندارد، فاصله آنها باید حداکثر ۱۵ سانتیمتر یا ۶ برابر قطر آرماتور طولی باشد که در اینجا ۱۵ سانتیمتر حاکم است.

برش در ستون: نیروی برشی طراحی V_e در ستون ها باید با در نظر گرفتن اندرکنش نیروهای محوری ضریبدار و لنگرهای خمشی مقاوم محتمل در مقاطع انتهایی ستون با فرض آنکه در این مقاطع مفصل‌های پلاستیک تشکیل شده‌اند، تعیین شود. نیروی محوری P_u در محدوده بارهای محوری ضریبدار ستون طوری انتخاب شود که بیشترین لنگر خمشی محتمل، M_{pr} حاصل شود. این برش در هیچ حالت نباید کمتر از برش بدست آمده از تحلیل ساختمان زیر اثر بارهای قائم و نیروی جانبی زلزله باشد. همچنین نیازی نیست که نیروی برشی ستون از نیروی محاسبه شده براساس مقاومت گره، با فرض لنگر خمشی محتمل M_{pr} ، تیرهای منتهی به گره بدست می‌آید، بیشتر باشد.

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

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

مقادیر نوشته شده روی تیرها در واقع M_{pr} تیرها است. برای دیدن نحوه تعیین آنها به مثال قبل (تیرهای قاب خمشی ویژه) مراجعه کنید.

4 m

507.7 kN.m

726.9 kN.m

507.7 kN.m

726.9 kN.m

$$V_e = \frac{1/2[(726.9 + 507.7) + (726.9 + 507.7)]}{4} = 308.65 \text{ kN}$$

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

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

$$d = 700 - 40 - 12 - 12.5 = 635.5 \text{ mm}$$

$$V_c = \frac{0.17\sqrt{30}(450)(635.5)}{1000} = 266 \text{ kN}$$

$$V_s = V_n - V_c = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{308.65}{0.75} - 266 = 145 \text{ kN}$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \Rightarrow \frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_y d} = \frac{145(1000)}{420(635.5)} = 0.54$$

$$\left(\frac{A_v}{s}\right)_{\min} = \frac{0.35(450)}{420} = 0.375 < 0.558 \text{ Ok}$$

صفحه ۳۰۹ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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

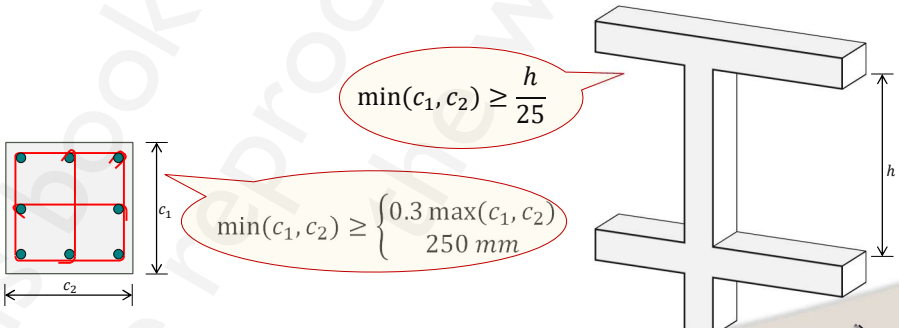
ب-۲) ستون‌های قاب خمشی متوسط (Columns of intermediate moment frames)

محدودیت‌های هندسی

در ستون‌ها محدودیت‌های هندسی (الف) و (ب) این بند باید رعایت شوند:

الف- عرض مقطع نباید کمتر از سه دهم بعد دیگر آن، و نیز نباید کمتر از ۲۵۰ میلی‌متر باشد.

ب- نسبت عرض مقطع به طول آزاد عضو نباید از ۱/۲۵ کمتر باشد.



$$\min(c_1, c_2) \geq \frac{h}{25}$$

$$\min(c_1, c_2) \geq \begin{cases} 0.3 \max(c_1, c_2) \\ 250 \text{ mm} \end{cases}$$

صفحه ۳۱۰ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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

آرماتورهای طولی

در ستون‌ها نسبت سطح مقطع میلگردهای طولی به کل سطح مقطع ستون نباید کمتر از یک درصد و بیشتر از هشت درصد در نظر گرفته شود. این محدودیت باید در محل وصله‌ها نیز رعایت شود.

$\rho_{min} = 0.01$
 $\rho_{max} = 0.08$

طول وصله برای کشش

صفحه ۳۱۱ 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 بند ۹-۲۰-۵-۳-۲، محل وصله آرماتورهای طولی ستون باید در خارج از ناحیه اتصال تیر به ستون باشد.

قالب خمشی با شکل پذیری متوسط

وصله آرماتور طولی

No Lap Splices

صفحه ۳۱۲ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission



WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

آرماتورهای عرضی

- در دو انتهای ستون و در دو طرف هر مقطعی از آن که احتمال تشکیل لولای پلاستیک وجود دارد، ناحیه‌ای به طول L_0 ناحیه بحرانی تلقی شده و در آنها باید آرماتورگذاری ویژه مطابق الزامات زیر وجود داشته باشد، مگر آنکه برای برش و پیچش، آرماتور بیشتری نیازی باشد. طول L_0 از بر اتصال به تیرها برابر بیشترین، یک ششم ارتفاع یا دهانه آزاد ستون، عمق ستون مقطع مستطیلی شکل یا قطر مقطع دایره‌ای شکل در بر اتصال به اعضای دیگر و یا سایر مقاطعی که ممکن است در آنها لولای پلاستیک ایجاد شود و ۴۵ سانتیمتر در نظر گرفته شود.

آرماتورهای عرضی مورد نیاز در طول L_0 باید دارای قطر حداقل ۱۰ میلی‌متر بوده، و فواصل آنها از یک‌دیگر در مواردی که به صورت دورگیر به کار برده می‌شوند فاصله‌ی آنها، S_0 باید برابر کمترین از مقادیر (الف) تا (پ) در نظر گرفته شوند:

الف- برای فولادهای با مقاومت تسلیم ۴۲۰ مگاپاسکال و کمتر، ۸ برابر قطر کوچکترین میلگرد طولی ستون، ولی نه بیشتر از ۲۰۰ میلی‌متر؛

ب- برای فولادهای با مقاومت تسلیم ۵۲۰ مگاپاسکال و بیشتر، ۶ برابر قطر کوچکترین میلگرد طولی، ولی نه بیشتر از ۱۵۰ میلی‌متر؛

پ- نصف کوچکترین بعد مقطع ستون.

همچنین فاصله‌ی اولین دورگیر از بر اتصال، نباید بیشتر از نصف مقادیر فوق، $S_0/2$ ، در نظر گرفته شود.

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



WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

همچنین فاصله‌ی اولین دورگیر از بر اتصال، نباید بیشتر از نصف مقادیر فوق، $S_0/2$ ، در نظر گرفته شود.

- در قسمت هایی از طول ستون که شامل طول l_0 نمی‌شود، آرماتورگذاری بصورت زیر است:

$$\begin{aligned} \text{if } V_s \leq 1.1\sqrt{f'_c}b_wd &\Rightarrow \max s_0 = \min \begin{cases} \frac{d}{2} \\ 60 \text{ cm} \end{cases} \\ \text{if } V_s > 1.1\sqrt{f'_c}b_wd &\Rightarrow \max s_0 = \min \begin{cases} \frac{d}{4} \\ 30 \text{ cm} \end{cases} \end{aligned}$$

۳۱۴ 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 آرماتورگذاری عرضی ستون قاب متوسط:

حداقل قطر آرماتور عرضی ستون ۱۰ م م

$$l_0 > \begin{cases} \max(C_1 \text{ or } C_2) \\ \frac{1}{6} l_n \\ 45 \text{ cm} \end{cases}$$

$$s \leq \begin{cases} V_s \leq 0.33\sqrt{f'_c}b_wd \rightarrow \min \left\{ \frac{d}{2} \\ 60 \text{ cm} \right\} \\ V_s > 0.33\sqrt{f'_c}b_wd \rightarrow \min \left\{ \frac{d}{4} \\ 30 \text{ cm} \right\} \end{cases}$$

$$s_0 \leq \begin{cases} \min \left(\frac{C_1}{2} \text{ or } \frac{C_2}{2} \right) \\ F_y \leq 420 \text{ Mpa} \begin{cases} 8d_b \text{ طولی آرماتور طولی} \\ 20 \text{ cm} \end{cases} \\ F_y \geq 520 \text{ Mpa} \begin{cases} 6d_b \text{ طولی آرماتور طولی} \\ 15 \text{ cm} \end{cases} \end{cases}$$

کوچکترین آرماتور طولی $8d_b$ / 20 cm
کوچکترین آرماتور طولی $6d_b$ / 15 cm

صفحه ۳۱۵ 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 ستون‌هایی که که عکس العمل اعضای ناپیوسته سخت را تحمل می‌کنند، مانند ستون‌های واقع در زیر دیوارهای منقطع، فاصله آرماتورهای عرضی مطابق ضوابط (الف) و (ب) زیر بکار برده شود.

الف) در مواردی که بار محوری فشاری ضریبدار ستون در اثر زلزله از $0.1A_gf_c$ تجاوز نماید، باید از آرماتور عرضی مطابق الزامات آرماتورگذاری در ناحیه l_0 ستون و در تمام طول ستون و در کلیه طبقات در زیر سطحی که در آن ناپیوستگی قرار دارد استفاده شود. در مواردی که از اثرات زلزله تشدید یافته برای لحاظ نمودن اثرات اضافه مقاومت اجزای قائم سیستم مقاوم در برابر زلزله استفاده شده است، محدودیت $0.1A_gf_c$ باید به $0.25A_gf_c$ افزایش داده شود.

ب) آرماتور عرضی باید به اندازه ای برابر با حداقل طول گیرایی آرماتور طولی ستون، l_0 با بیشترین قطر در داخل عضو منقطع ادامه یابد. در مواردی که انتهای تحتانی ستون بر روی یک دیوار متکی است، آرماتور عرضی مورد نیاز باید به اندازه طول l_0 مربوط به آرماتور طولی ستون با بیشترین قطر در داخل دیوار ادامه داده شود. در مواردی که انتهای ستون بر روی شالوده واقع شده است، آرماتورهای عرضی قسمت (الف) باید به اندازه حداقل ۳۰ سانتیمتر در داخل شالوده ادامه داده شود.

صفحه ۳۱۶ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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

Columns supporting discontinued stiff members

18.4.3.6 Columns supporting reactions from discontinued stiff members, such as walls, shall be provided with transverse reinforcement at the spacing so in accordance with 18.4.3.3 over the full height beneath the level at which the discontinuity occurs if the portion of factored axial compressive force in these members related to earthquake effects exceeds $Agfc'/10$. If design forces have been magnified to account for the overstrength of the vertical elements of the seismic-force-resisting system, the limit of $Agfc'/10$ shall be increased to $Agfc'/4$. Transverse reinforcement shall extend above and below the column in accordance with 18.7.5.6(b).

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

برش در ستون‌های با شکل‌پذیری متوسط

- در ستون‌ها مقاومت برشی مقطع ϕV_n نباید از کوچکترین دو مقدار (الف) و (ب) زیر کمتر در نظر گرفته شود:

(الف) نیروی برشی ایجاد شده در ستون در اثر بارهای ثقیلی ضریب‌دار و نیروی برشی متناظر با لنگر خمشی اسمی موجود در مقاطع انتهایی با انحنای خمشی دو جهته، در هر امتداد. بار محوری ضریب‌دار باید از ترکیبی در بارگذاری ستون انتخاب شود که بیشترین لنگر اسمی متناظر با آن حاصل شود.

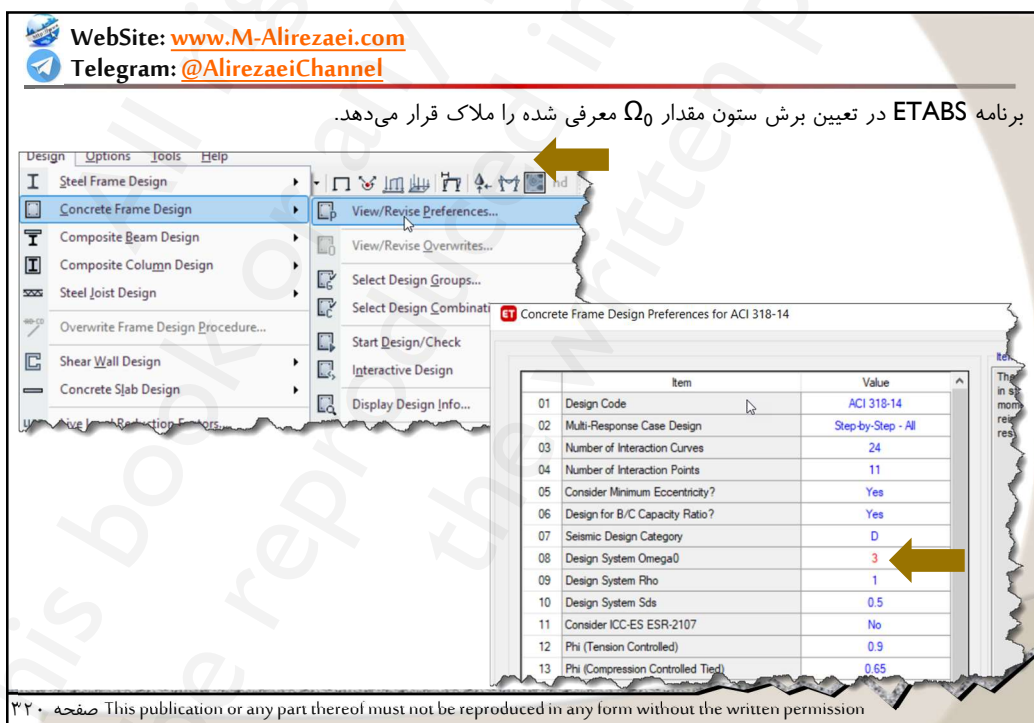
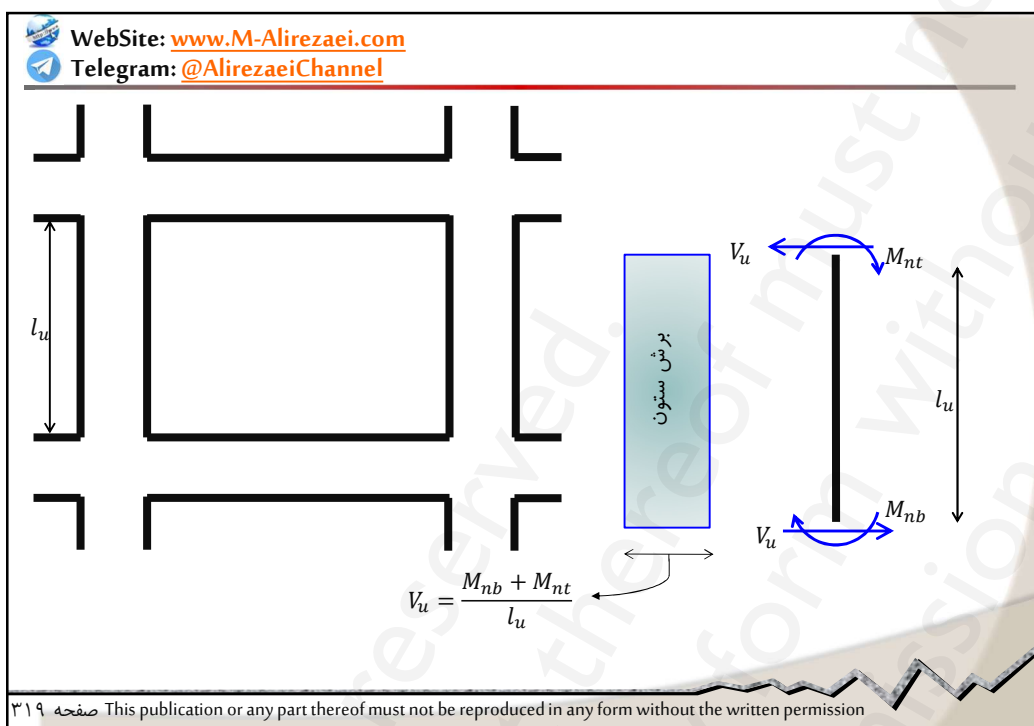
(ب) حداکثر برش بدست آمده از ترکیب بارگذاری ضریب‌دار شامل زلزله که در آنها بجای برش ناشی از زلزله، E مقدار $\Omega_0 E$ جایگزین شده باشد.

18.4.3.1 ϕV_n shall be at least the lesser of (a) and (b):

(a) The shear associated with development of nominal moment strengths of the column at each restrained end of the unsupported length due to reverse curvature bending. Column flexural strength shall be calculated for the factored axial force, consistent with the direction of the lateral forces considered, resulting in the highest flexural strength

(b) The maximum shear obtained from factored load combinations that include E , with $\Omega_0 E$ substituted for E

صفحه ۳۱۸ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission





WebSite: www.M-Alirezaei.com

Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

ب-۲) ستون‌های قاب خمشی معمولی (Columns of ordinary moment frames)

برش در ستون‌های با شکل‌پذیری معمولی

در ستون‌هایی که طول آزاد آنها $l_u \geq 5c_l$ باشد، مقدار ϕV_n باید حداقل برابر با کمترین دو مقدار زیر باشد:

الف) برش متناظر با مقاومت خمشی اسمی در هر یک از دو انتهای مقید طول آزاد با منظور نمودن انحنای خمشی دو جهت ستون. مقاومت خمشی ستون باید براساس بار محوری ضریب‌دار همساز با جهت نیروهای جانبی در نظر گرفته شده تا بیشترین مقاومت خمشی را نتیجه دهد.

ب) حداکثر برش بدست آمده از ترکیب بارگذاری که در آنها زلزله تشدید یافته $\Omega_0 E$ جایگزین E شده باشد.

18.3.3 Columns having unsupported length $l_u \leq 5c_l$ shall have ϕV_n at least the lesser of (a) and (b):

(a) The shear associated with development of nominal moment strengths of the column at each restrained end of the unsupported length due to reverse curvature bending. Column flexural strength shall be calculated for the factored axial force, consistent with the direction of the lateral forces considered, resulting in the highest flexural strength.

(b) The maximum shear obtained from design load combinations that include E , with $\Omega_0 E$ substituted for E .

صفحه ۳۲۱ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission



WebSite: www.M-Alirezaei.com

Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

رفتار لرزه‌ای اتصالات تیر به ستون

* در طراحی سازه‌های بتن آرمه با اتصالات صلب، فرض بر گیرداری کامل اعضاء در محل اتصالات است.

* اتصال تیر- ستون در بین انواع اتصالات دیگر در قابهای بتن مسلح، حائز اهمیت خاصی است. چونکه ابعاد اتصال بسیار کوچک است در حالیکه لنگرهای منفی ماکزیمم و نیروهای برشی ماکزیمم در همین محل اتفاق می‌افتند و لذا تراکم میلگردگذاری فوق العاده زیاد می‌شود.

* در اتصالات کناری تیر- ستون به این دلیل که میلگردهای تیر باید در این ناحیه مهار و قطع گردند، بر خلاف اتصالات تیر- ستونهای میانی که در آنها میلگردهای تیر را می‌توان بطور ممتد از داخل اتصال عبور داد، با مسئله‌ای حادث‌تر مواجه می‌شویم.

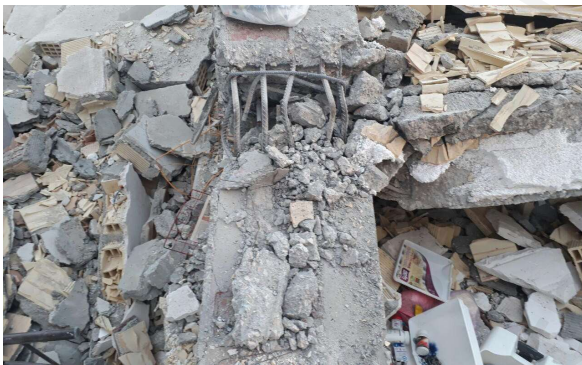
* در سازه‌های بتن مسلح پیش ساخته بدلیل اینکه میلگردهای ستون در ناحیه اتصال قطع می‌گردند مشکل دیگری نیز بر مشکلات فوق الذکر اضافه می‌گردد.

* بطور خلاصه مشکل عمده‌ای که اتصال تیر به ستون را از سایر اتصالات (دیوار به سقف، ستون به دال و غیره) متمایز می‌کند، اینست که ناحیه تقاطع تیر به ستون کوچک است و تعبیه حجم زیاد میلگرد مشکل. مشاهدات پس از وقوع زلزله‌های واقعی و نیز نتایج آزمایشات مبین این نکته بوده‌اند که خرابی‌های سازه‌ای بیشتر در ناحیه اتصالات مشاهده شده است، حال آنکه گسیختگی سایر المانهای سازه‌ای کمتر اتفاق افتاده است.

صفحه ۳۲۲ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

✳ بطور خلاصه مشکل عمده‌ای که اتصال تیر به ستون را از سایر اتصالات (دیوار به سقف، ستون به دال و غیره) متمایز می‌کند، اینست که ناحیه تقاطع تیر به ستون کوچک است و تعبیه حجم زیاد میلگرد مشکل. مشاهدات پس از وقوع زلزله‌های واقعی و نیز نتایج آزمایشات مبین این نکته بوده‌اند که خرابی‌های سازه‌ای بیشتر در ناحیه اتصالات مشاهده شده است، حال آنکه گسیختگی سایر المان‌های سازه‌ای کمتر اتفاق افتاده است.



ساختمان بتنی در سرپل ذهاب که به دلیل ضعف اتصالات در زلزله ۲۱ آبان ۱۳۹۶ منهدم شد

صفحه ۳۲۳ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

پ-۱) اتصالات غیر لرزه‌ای تیر به ستون (Non-seismic Beam-Column Joints)

طبق 352R-02 اتصالات تیر به ستون، در دو دسته غیرلرزه‌ای و لرزه‌ای طبقه بندی می‌شوند. در ابتدا ضوابط طراحی غیرلرزه‌ای این اتصالات بررسی می‌شود.

در سازه‌های بتن مسلح پیش ساخته، بر خلاف سازه‌های بتن مسلح معمولی، گاهی اتصالات مفصلی طرح و اجرا می‌گردند. در آنالیز سازه‌های یکپارچه، اغلب فرض بر این است که اتصال به‌اندازه کافی جهت انتقال ممانها و برشهای بوجود آمده در اثر بارهای اعمالی به سازه، مقاوم و قوی هست و لذا اعضای متصل به یکدیگر در ناحیه اتصال چرخش یکسانی دارند.

با توجه به اصل سنت ونان توزیع تنشها در محل اتصال ممکن است به کلی متفاوت از توزیع تنش در اعضای متصل بهم باشد اغلب در طراحی اتصال تیر به ستون، پیشنهاد می‌شود که یک سیستم نیرویی ساده (معادل بارهای اعمالی) را به جای نیروهای واقعی در بلوک اتصال در نظر بگیرند.

در ناحیه اتصال تیر به ستون، بدلیل کوچک بودن فضای قابل دسترسی، اجرای میلگردگذاری و نیز جا دادن بتن خالی از اشکال نیست. تنشهای کششی ماکزیمم در اثر بارهای متناوب در طول قطره‌های اتصال بوجود می‌آیند و لذا ترک خوردگی نیز در طول این قطرها بوجود می‌آیند. از نظر سازه‌ای بهترین وضعیت خاموت گذاری عمود بر مسیر ترک، یعنی در امتداد افطار اتصال است ولی مشکلات اجرایی و تغییر در جهت نیرو مانع از انجام این کار می‌شود.

صفحه ۳۲۴ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission



WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

در طراحی یک اتصال صلب باید نکات ذیل را مد نظر قرار داد:

- اتصالات باید به گونه‌ای طراحی شوند که بتوانند حداقل همان لنگرها و نیروهایی را که اعضای مجاور اتصال تحمل می‌کنند، متحمل گردند یعنی بتوان از حداکثر ظرفیت اعضاء استفاده کرد.
- برای اتصالاتی که معیار اول را ارضاء ننمایند، انعطاف پذیری، اتصال باید به گونه‌ای باشد که از گسیختگی ترد جلوگیری شود.
- حین وقوع زلزله، استهلاک انرژی قابل ملاحظه مشاهده گردد.
- عرض ترک تحت اثر بارهای سرویس محدود و در حد قابل قبول باشد.
- از نقطه نظر میلگردگذاری سهولت‌های اجرایی ملحوظ گردد. این یکی از مهمترین دلایلی است که آرایش‌های مختلفی از نظر میلگردگذاری، برای اتصالات پیشنهاد می‌شوند.
- تغییر مکان اتصال نباید موجب افزایش چشمگیر تغییر مکان سازه گردد.
- اگر زلزله متوسطی به سازه اعمال شد، اتصال‌ها باید رفتارشان در محدوده ارتجاعی باشد.
- پس از تشکیل لولای خمیری در محل اتصال، اتصال قادر باشد چرخش‌های قابل ملاحظه‌ای را بدون کاهش در لنگر پلاستیک متحمل شود. عبارت دیگر اتصال به اندازه کافی نرم باشد.

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](https://t.me/AlirezaeiChannel)

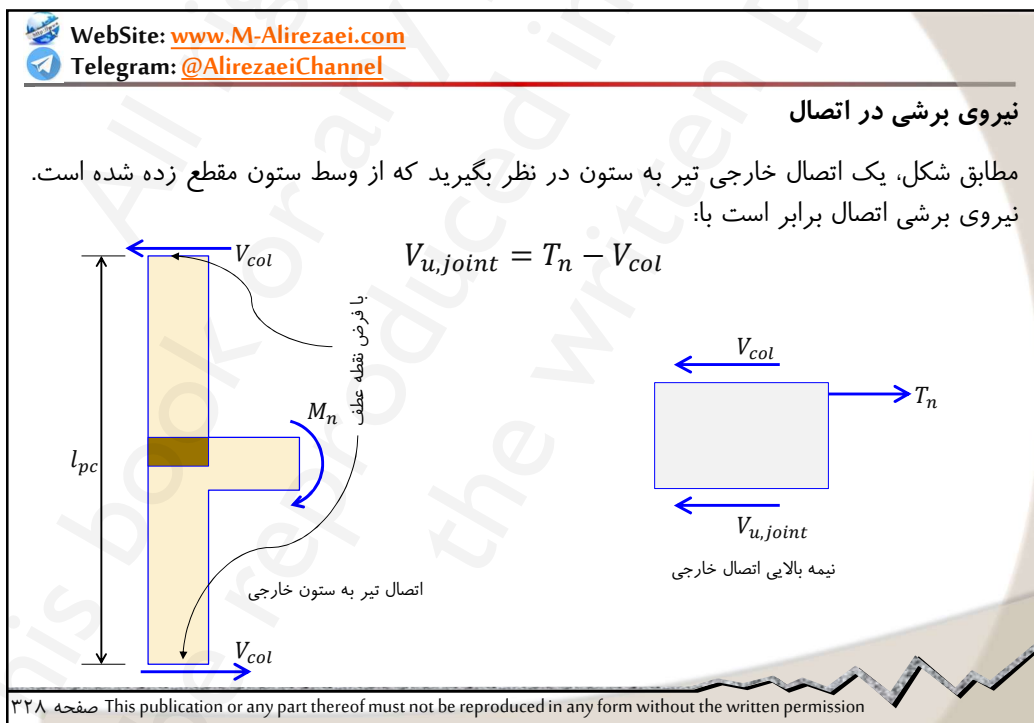
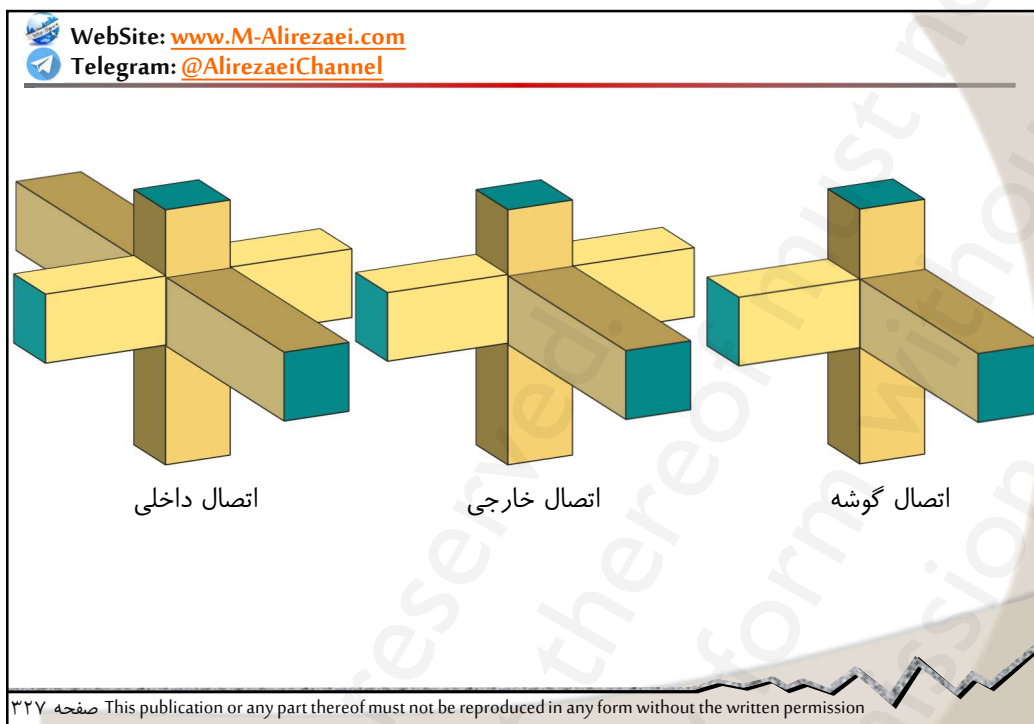
در سازه‌های نامعین استاتیکی پس از شکست اتصال، لزوماً سازه فرو نخواهد ریخت و در صورتی که اتصال بتواند رفتاری نرم داشته باشد پس از تشکیل لولای خمیری از درجات نامعینی سیستم کم شده و یک باز توزیع ممان در اعضای مجاور به اتصال صورت خواهد گرفت که باعث خواهد شد سازه بتواند بارهای بیشتری را تحمل کند.

در سیستم‌های استاتیکی معین، با تشکیل اولین لولای خمیری سیستم فرو خواهد ریخت. در سازه‌های معین، مقاومت اتصال به منظور ایجاد یکپارچگی بین اعضاء یک عامل بسیار بحرانی است و در صورتیکه مقاومت اتصال کمتر از مقاومت اعضای متصل به یکدیگر باشد سیستم قبل از اینکه بتواند نیروهای طراحی را تحمل کند فرو خواهد ریخت.

اگر بتوان لولای خمیری را به بیرون از ناحیه اتصال هدایت نمود در این صورت عملکرد سیستم بهتر خواهد شد. مخصوصاً در قابهای بتن مسلح مطلوب این است که لولای خمیری به خارج از ناحیه اتصال تیر به ستون و به درون تیر هدایت گردد. این موضوع باعث می‌شود که حین وقوع زلزله از تشکیل طبقه نرم جلوگیری شود و فلسفه تیر ضعیف-ستون قوی نیز رعایت گردد.

در یک سازه بتن مسلح ممکن است انواع گوناگونی از اتصالات وجود داشته باشند. اتصالات ممکن است ۳ یا ۴ بعدی باشند. ممکن است زوایای اعضای متصل به هم حاده، قائمه و یا منفجره باشند. در قابهای شیبدار زوایای تیر و ستون غیرقائم است. در قابهای بتن مسلح مسطح از نظر تعداد اعضای متصل بهم می‌توان اتصالات را به انواع دو عضوی یا گوشه، اتصالات سه عضوی یا خارجی و اتصالات چهار عضوی یا میانی تقسیم نمود.

۳۲۶ 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 T_n نیروی کششی ناشی از جاری شدن میلگردهای بالایی تیر برابر $\alpha A_s f_y$ بوده که $\alpha=1.0$ است. همچنین V_{col} نیروی برشی ستون بوده که از تحلیل سازه تعیین می‌شود. برای یک اتصال داخلی داریم:

$$V_{u,joint} = T_{n1} + C_{n2} - V_{col}$$

نیمه بالایی اتصال داخلی

که در آن C_{n2} نیروی فشاری بتن در وجه دیگر است.

۳۲۹ 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

مقدار V_n در گره اتصال، چگونه محاسبه می‌شود؟

طبق بند ۹-۲۰-۶-۵-۳ مقاومت برشی ناحیه اتصال تیر به ستون، V_n بصورت زیر تعیین می‌شود، در این روابط برای بتن با وزن معمولی $\lambda=1.0$ و برای بتن سبک $\lambda=0.75$ است.

ستون	تیر در امتدادی که V_u حساب شده است.	محصور شدگی با تیرهای عرضی مطابق بند ۹-۱۶-۲-۸	$V_n (N)$
پیوسته یا مطابق بند ۹-۱۶-۶	پیوسته یا مطابق بند ۹-۱۶-۷	محصور شده	$1.7\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		محصور نشده	$1.2\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
	سایر موارد	محصور شده	$1.2\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		محصور نشده	$1.0\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
سایر موارد	پیوسته یا مطابق بند ۹-۱۶-۷	محصور شده	$1.2\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		محصور نشده	$1.0\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
	سایر موارد	محصور شده	$1.0\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		محصور نشده	$0.7\lambda\sqrt{f'_c}A_j$

۳۳۰ 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

بند ۹-۱۶-۲:۶

ادامه (توسعه) یک ستون در حالتی شرایط پیوستگی در ناحیه‌ی اتصال تیر به ستون در امتداد برش مورد بررسی را ایجاد می‌نماید که شرایط زیر برآورده گردند:

الف- ستون در بالای ناحیه‌ی اتصال حداقل به میزان یک عمق ستون (h) در امتداد برش مورد بررسی ادامه داشته باشد.

ب- میلگردهای طولی و عرضی ستون در پایین ناحیه‌ی اتصال تا انتهای ستون در بالا ادامه یابند.

میلگردهای طولی و عرضی ستون تا انتهای ستون در بالا ادامه یابند.

۳۳۱ 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 ۹-۱۶-۲:۷

ادامه (توسعه) یک تیر در حالتی شرایط پیوستگی در ناحیه‌ی اتصال تیر به ستون در امتداد برش مورد بررسی را ایجاد می‌نماید که شرایط زیر برآورده گردند:

الف- تیر بعد از ناحیه‌ی اتصال حداقل به میزان یک عمق تیر (h) ادامه داشته باشد.

ب- میلگردهای طولی و عرضی تیر در سمت مقابل ناحیه اتصال تیر به ستون تا انتهای تیر ادامه یابند.

میلگردهای طولی و عرضی تیر در سمت مقابل ناحیه اتصال تیر به ستون تا انتهای تیر ادامه یابند.

۳۳۲ 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 ۹-۱۶-۲-۸:

در ناحیه‌ی اتصال تیر به ستون در امتداد برش مورد بررسی وقتی دارای شرایط محصور شدگی است که در آن دو تیر عرضی مطابق بندهای (الف) و (ب) و (پ) در زیر قرار داده شود:

الف- عرض هر یک از تیرهای عرضی حداقل سه چهارم عرض ستون در وجه اتصال باشد.

ب- تیرهای عرضی حداقل به طول یک عمق تیر بعد از ناحیه‌ی اتصال ادامه داشته باشند.

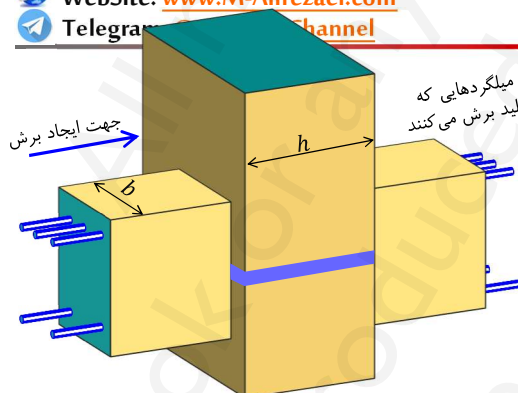
پ- تیرهای عرضی حداقل دارای دو میلگرد پیوسته در بالا و پایین مطابق بند ۹-۱۱-۵-۱ باشند؛ و حداقل دارای خاموتهایی با قطر ۱۰ میلی متر یا بیشتر مطابق بندهای ۹-۱۱-۵-۲ و ۹-۱۱-۶-۳ باشند.

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

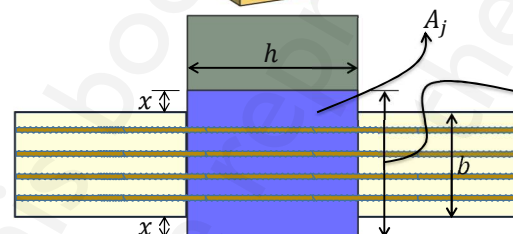
بند ۹-۱۶-۴-۳:



سطح مقطع موثر ناحیه‌ی اتصال (A_j) از حاصل ضرب عمق ستون در راستای مورد بررسی در عرض موثر ناحیه‌ی اتصال به دست می‌آید. عرض موثر در صورتی که عرض تیر از عرض ستون بیشتر باشد، برابر با عرض ستون، و در صورتی که عرض ستون از عرض تیر بیشتر باشد، برابر با حداقل مقادیر (الف) و (ب) منظور می‌گردد:

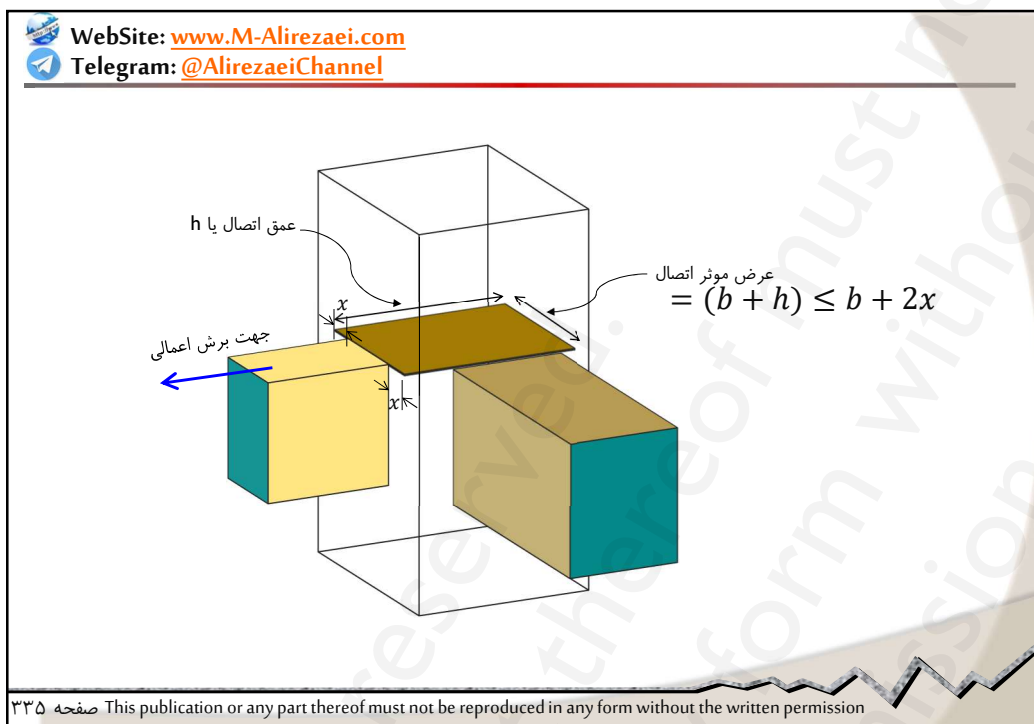
الف- عرض تیر به علاوه‌ی عمق ستون

ب- دو برابر فاصله‌ی عمودی بین محور طولی تیر تا نزدیکترین وجه ستون



$$\text{عرض موثر} = \min \begin{cases} b + h \\ b + 2x \end{cases}$$

صفحه ۳۳۴ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission



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

- فاصله‌ی آرماتورهای عرضی ناحیه‌ی اتصال تیر به ستون از یک‌دیگر، s در ارتفاع عمیق‌ترین تیر متصل به گره، نباید از کوچکترین مقدار محاسبه شده مطابق بند مربوط به حداکثر فاصله خاموت ناحیه l_0 ستون قاب متوسط، بیشتر باشد.

مشابه ناحیه بحرانی ستون

$s \leq \begin{cases} \min\left(\frac{c_1}{2} \text{ or } \frac{c_2}{2}\right) \\ F_y \leq 420 \text{ Mpa} \begin{cases} \text{آرماتور طولی } 8d_b \\ 20\text{cm} \end{cases} \\ F_y \geq 520 \text{ Mpa} \begin{cases} \text{آرماتور طولی } 6d_b \\ 15\text{cm} \end{cases} \end{cases}$

طبق بند ۳-۴-۵-۲۰-۹ آرماتور طولی که در ناحیه‌ی اتصال تیر به ستون قطع می‌شوند، باید تا وجه دورتر هسته‌ی ناحیه‌ی اتصال ادامه داشته، و طول گیرایی آنها برای کشش مطابق بند ۵-۵-۶-۲۰-۹-۵- برای فشار مطابق بند ۳-۲۱-۹-۸ باشد:

طبق بند ۵-۵-۶-۲۰-۹ طول گیرایی میلگردها که به قلاب استاندارد ختم شده‌اند، باید با استفاده رابطه زیر محاسبه شود؛ ولی نباید کمتر از ۸ برابر قطر میلگرد و ۱۵۰ میلی‌متر باشد.

$l_{dh} = f_y d_b / (5.4 \lambda \sqrt{f'_c}) > 150 \text{ mm} \text{ or } 8d_b$

۳۳۶ 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 چگونه A_j را محاسبه می کند.
برنامه همواره فرض می کند، اتصال تیر به ستون از آکس هم عبور می کنند.
برنامه در هر امتداد مقطع عرض موثر را از رابطه زیر تعیین می کند:

مثال (۱):

$$\text{عرض موثر} = \min \begin{cases} b + h \\ b + 2x \end{cases}$$

عرض موثر = $\min \begin{cases} 30 + 30 \\ 30 + 2 \times 20 \end{cases} = 60 \text{ cm}$

$A_j = 60 \times 30 = 1800 \text{ cm}^2$

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

مثال (۲):

عرض موثر = $\min \begin{cases} 30 + 70 \\ 30 + 2 \times 0 \end{cases} = 30 \text{ cm}$

$A_j = 30 \times 70 = 2100 \text{ cm}^2$

مثال (۳):

عرض موثر = $\min \begin{cases} 45 + 30 \\ 45 + 2 \times 12.5 \end{cases} = 70 \text{ cm}$

$A_j = 70 \times 30 = 2100 \text{ cm}^2$

صفحه ۳۳۸ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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

REINFORCEMENT REINFORCEMENT

0.10	1.839E-04
0.10	1.839E-04
0.10	1.839E-04

Flex. Details Shear Joint Shear B/C Details Envelope

Joint Shear Check/Design

	Joint Shear Ratio	Shear $V_{u,Tot}$ kgf	Shear V_c kgf	Joint Area mm^2	Controlling Combo
Major(V_{u2})	0.545	59740.3496	109564.8555	210000	Comb1
Minor(V_{u3})	0.545	1277.682	87651.8844	210000	Comb1

صفحه ۳۳۹ 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 در محاسبه A_j تیرهایی که از یک وجه ستون همپاد می‌شوند، دچار خطا می‌شود. مثلا در اتصال زیر داریم:

عرض مونر = $\min \left\{ \begin{matrix} 30 + 30 \\ 30 + 2 \times 0 \end{matrix} \right\} = 30 \text{ cm}$

$A_j = 30 \times 30 = 900 \text{ cm}^2$

آنچه که برنامه محاسبه می‌کند (با فرض عبور تیر از آکس ستون):

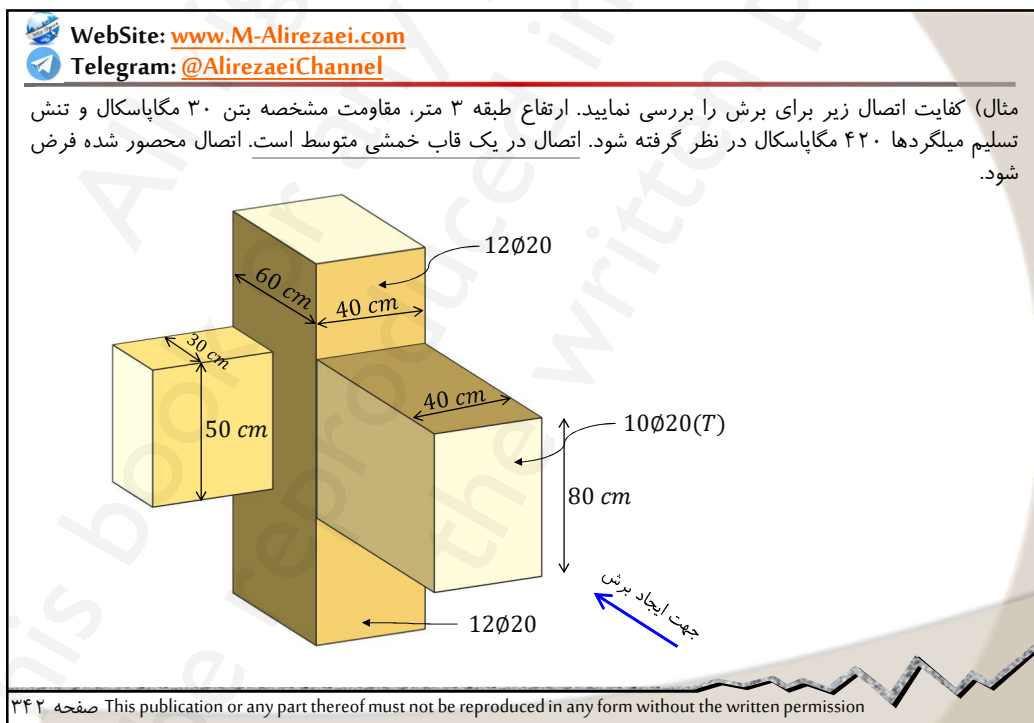
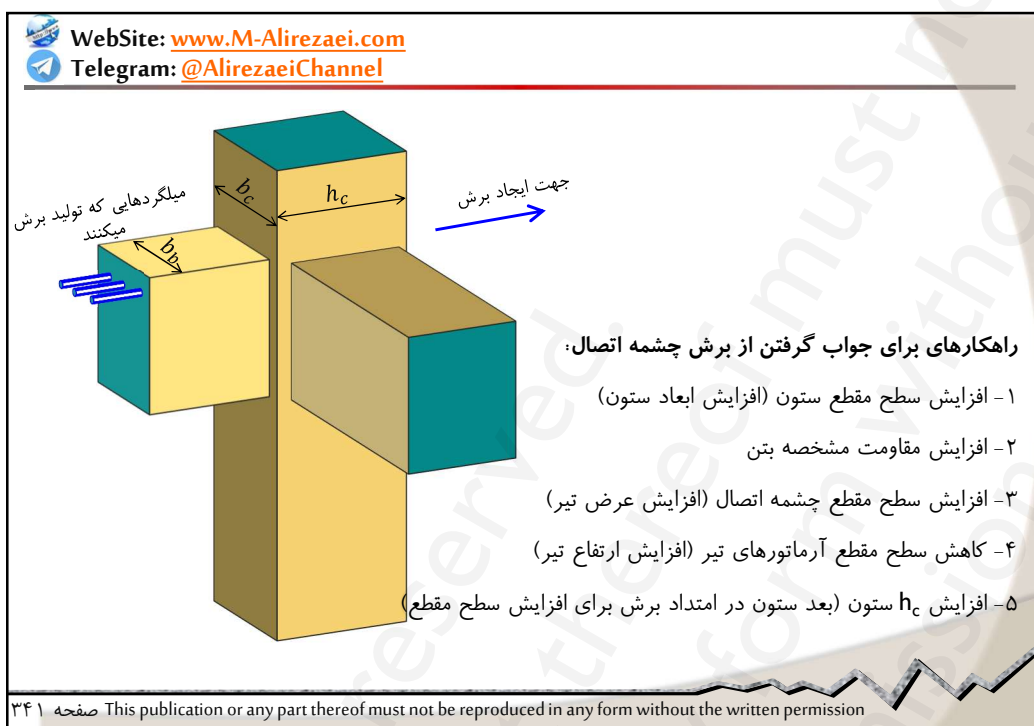
عرض مونر = $\min \left\{ \begin{matrix} 30 + 30 \\ 30 + 2 \times 20 \end{matrix} \right\} = 60 \text{ cm}$

$A_j = 60 \times 30 = 1800 \text{ cm}^2$

برای اصلاح به جای DCR در گره برابر 1.0، این نسبت برابر نسبت سطح مقطع واقعی به سطح مقطع محاسبه شده در برنامه در نظر گرفته شود.

$DCR = \frac{900}{1800} = 0.5$

صفحه ۳۴۰ 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 برشی در مرکز اتصال:

$$V_u = T_n - V_{col}$$

که در آن T_n نیروی کششی ناشی از جاری شدن میلگردهای بالایی تیر برابر $\alpha A_s f_y$ بوده که $\alpha = 1.0$ (برای حالات غیر لرزه‌ای) است.

$$T_n = \frac{1.0(10 \times \pi \times 20^2 \times 0.25)(420)}{1000} = 1319 \text{ kN}$$

از تعادل نیروها، $C_n = T_n$ است (شکل اسلاید بعد) بنابراین:

$$0.85(30)(a)(400) = 1319 (1000) \Rightarrow a = 129 \text{ mm}$$

$$d = 800 - 40 - 10 - 10 = 740 \text{ mm}$$

$$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = \frac{(10 \times \pi \times 20^2 \times 0.25)(420)}{10^5} \left(740 - \frac{129}{2} \right) \times 10^{-5}$$

$$= 891 \text{ kN.m}$$

$$V_{col} l_{pc} = M_n \Rightarrow V_{col} = \frac{M_n}{3} = \frac{891}{3} = 297 \text{ kN}$$

$$V_u = 1319 - 297 = 1022 \text{ kN}$$

$$b_j = \min \left\{ \begin{array}{l} b + h \\ b + 2x \end{array} \right\} = \min \left\{ \begin{array}{l} 40 + 60 \\ 40 + 0 \end{array} \right\} = 40 \text{ cm}$$

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

با فرض نقطه عطف

با فرض نقطه عطف

نیمه بالایی اتصال خارجی

$$V_n = 1.7 \sqrt{f'_c} A_j = 1.7 \times 1.0 \sqrt{30} (400 \times 600) = 2234 \text{ kN}$$

$$\phi V_n = 0.75(2234) = 1676 \text{ kN} > 1022 \text{ kN} \text{ ok}$$

بنابراین اتصال کفایت برشی لازم را دارد.

صفحه ۳۴۴ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

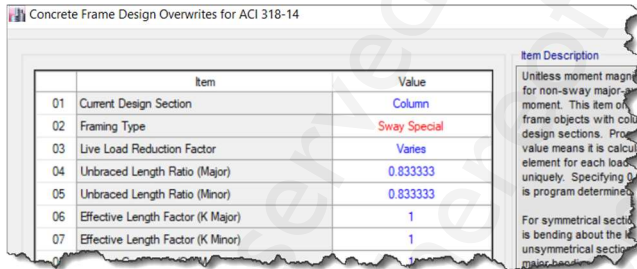
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

چگونه کنترل کفایت چشمه اتصال در برنامه ETABS را کنترل کنیم؟

۱- ابتدا یک Save as از مدل بگیرید.

۲- ستونهای سازه را انتخاب و شکل پذیری آنها را از مسیر زیر، ویژه انتخاب کنید. شکل پذیری تیرها در حالت Sway Intermediate باقی بماند تا ظرفیت آنها براساس F_y تعیین شود نه $1.25F_y$

Design menu > Concrete Frame Design > Review/Revise Overwrites

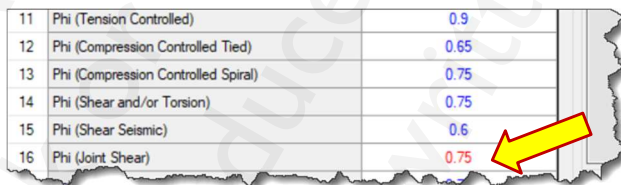


۳۴۵ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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

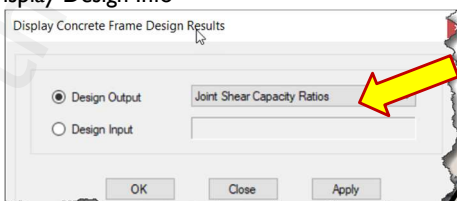
۳- از مسیر زیر به تنظیمات آیین نامه رفته مقدار ضریب کاهش مقاومت را برابر 0.75 وارد کنید.

Design menu > Concrete Frame Design > View/Revise Preferences

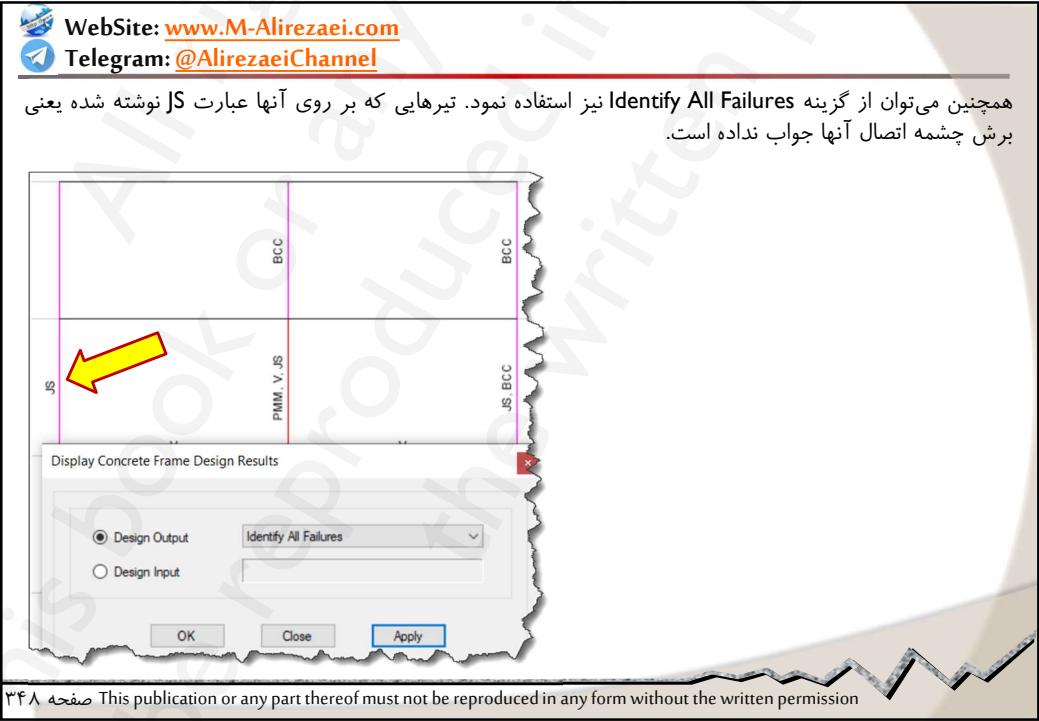
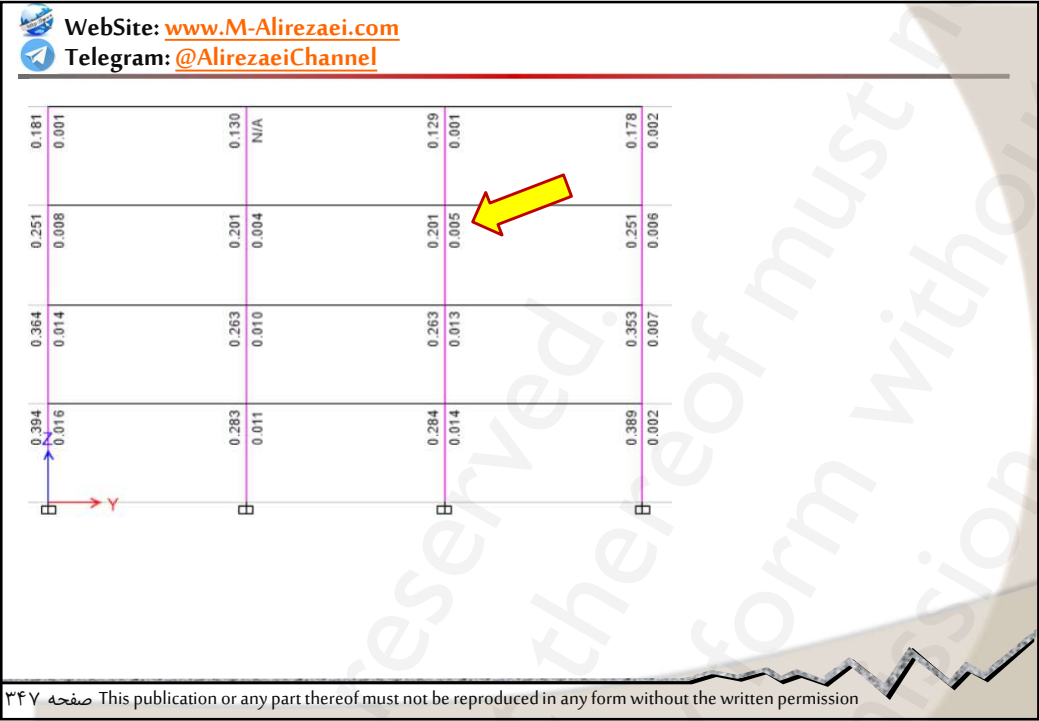


۴- سازه را تحلیل و طراحی کنید، سپس از مسیر زیر گزینه Joint Shear Capacity Ratios را مشاهده نمایید. برای همه ستون ها باید این مقدار کمتر از یک باشد.

Design menu > Concrete Frame Design > Display Design Info



۳۴۶ 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: محاسبه ظرفیت تیر و انداختن این ظرفیت بر روی گره اتصال تیر به ستون براساس آرماتورهای محاسبه شده چندان درست نیست و طراح بایستی به ملاحظات آرماتورگذاری اجرایی و میزان آرماتورهایی که در نقشه می‌دهد توجه داشته باشد. برای این منظور می‌توان برای هر تیر در ETABS بصورت جداگانه آرماتورگذاری را براساس میزان واقعی آن تعریف نمود. مثلاً فرض کنید در تیر زیر آرماتورهای واقعی در نقشه در ابتدا و انتهای تیر در مقطع ۱ و ۲ نشان داده شده باشد:

Top I: $3\phi20 + 2\phi25 = 1924 \text{ mm}^2$
Bot I: $3\phi20 + 1\phi25 = 1433 \text{ mm}^2$
Sec1

Top I: $3\phi20 + 2\phi20 = 1570 \text{ mm}^2$
Bot I: $3\phi20 + 1\phi16 = 1143 \text{ mm}^2$
Sec2

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

از مسیر زیر یک تیر جدید برای این المان تعریف شده و مقاطع آرماتورهای واقعی در آن معرفی می‌شود.

Define menu > Section Properties > Frame Sections

Design Type
☐ P-M2-M3 Design (Column)
☒ M3 Design Only (Beam)

Rebar Material
Longitudinal Bars: All
Confinement Bars (Ties): All

Cover to Longitudinal Rebar Group Centroid
Top Bars: 6 cm
Bottom Bars: 6 cm

Reinforcement Area Overwrites for Ductile Beams
Top Bars at I-End: 1924 mm²
Top Bars at J-End: 1570 mm²
Bottom Bars at I-End: 1433 mm²
Bottom Bars at J-End: 1143 mm²

Assign menu > Frame > Section حال با انتخاب این تیر و اختصاص تیر جدید معرفی شده به روش فوق، از مسیر Property کفایت برش چشمه اتصال متناسب با مساحت آرماتورهای واقعی بررسی شود.

صفحه ۳۵۰ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

این روش زمانبر بوده و در پروژه های بزرگ چندان عملی نیست. بنابراین توصیه میشود. یا به روش دقیق کفایت برش چشمه اتصال بررسی شود و یا طراح متناسب با نوع سلیقه خود در جزئیات بندی و نقشه های خروجی حدی را به عنوان کران بالای نسبت برش اتصال در نظر گرفته و با این مقدار برش ها را بررسی کند. این کران بالا به نسبت میزان آرماتور محاسباتی به آرماتور داده شده در نقشه ها بستگی دارد. مثلاً فرض کنید:

$$\text{Required Bar} = 10 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Use } 4\phi 20 = 12.56 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \frac{10}{12.56} = 0.79$$

بنابراین به عنوان یک توصیه اگر مقدار آرماتور واقعی را در برنامه تعریف نمی کنید، حداکثر نسبت برای قبل ظرفیت برش چشمه اتصال را براساس 0.8 بررسی کنید.

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

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

پ-۲) اتصالات لرزه ای تیر به ستون (Seismic Beam-Column Joints)

فلسفه کلی طراحی اتصالات در ACI318، باقی ماندن اتصال در محدوده ارتجاعی می باشد. زیرا که اتصالات در زمره نامناسب ترین قسمت سازه برای استهلاک انرژی به شمار می روند. ACI توصیه می کند اتصال به عنوان بخشی از ستون به شمار آید و هدف طراحی را، ایجاد اولین لولای خمیری در تیر قرار داده است. هنگام ایجاد مفصل خمیری، بیشترین نیروی برشی در محل اتصال تیر به ستون تولید می شود، این نیروهای برشی در اتصال موجب شکست هسته اتصال بر اثر برش می گردد، لذا مقاومت اتصال در هیچ شرایطی کمتر از مقاومت لولای خمیری ای که در قاب تشکیل می شود و قاب را تبدیل به مکانیزم می کند، در نظر گرفته نمی شود. در صورت رخداد زلزله و وارد آمدن خسارت به ساختمان، به نحوی که قابل تعمیر و مرمت باشد، این معیار اتصال ها را از تعمیر که معمولاً دسترسی به آنها خیلی مشکل است، بی نیاز می کند. همچنین اگر قرار باشد که اتصال در استهلاک انرژی سهیم باشد، بطور جدی دچار کاهش سختی می شود.

۱-۲-۵-۶-۲۰-۹ نیروهای آرماتورهای طولی تیرها در بر ناحیه ای اتصال باید با فرض تنش کششی $1.25f_y$ محاسبه شوند.

۱-۴-۵-۶-۲۰-۹ نیروی برشی در اتصال تیر به ستون باید در صفحه ای افقی وسط ارتفاع این اتصال و بر اساس نیروهای محاسبه شده در بر گره، با توجه به نیروهای فشاری و کششی در تیرها که مطابق بند ۱-۲-۵-۶-۲۰-۹ به دست آمده، و نیروی برشی در ستون ها در براساس مقاومت خمشی محتمل تیرها، M_{pr} محاسبه گردد.

۲-۴-۵-۶-۲۰-۹ ϕ براساس بند ۵-۴-۷-۹ پ برای برش تعیین می شود. $\phi = 0.85$ براساس بند ۵-۴-۷-۹ پ

۳-۴-۵-۶-۲۰-۹ در ناحیه گره براساس جدول ۲-۲۰-۹ تعیین می شود.

۳۵۲ 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 V_n در گره اتصال، چگونه محاسبه می‌شود؟

طبق بند ۳-۴-۵-۶-۲۰-۹ مقاومت برشی ناحیه اتصال تیر به ستون، V_n بصورت زیر تعیین می‌شود، در این روابط برای بتن با وزن معمولی $\lambda=1.0$ و برای بتن سبک $\lambda=0.75$ است.

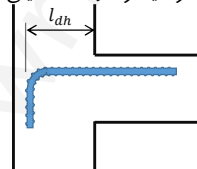
ستون	تیر در امتدادی که V_u حساب شده است.	محصور شدگی با تیرهای عرضی مطابق بند ۸-۲-۱۶-۹	$V_n (N)$
پیوسته یا مطابق بند ۶-۲-۱۶-۹	پیوسته یا مطابق بند ۷-۲-۱۶-۹	محصور شده	$1.7\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		محصور نشده	$1.2\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
	سایر موارد	محصور شده	$1.2\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		محصور نشده	$1.0\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
سایر موارد	پیوسته یا مطابق بند ۷-۲-۱۶-۹	محصور شده	$1.2\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		محصور نشده	$1.0\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
	سایر موارد	محصور شده	$1.0\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		محصور نشده	$0.7\lambda\sqrt{f'_c}A_j$

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

۲-۲-۵-۶-۲۰-۹ آرماتورهای طولی تیرها که در ناحیه اتصال تیر به ستون ختم می‌شوند، باید تا وجه مقابل هسته‌ی محصور شده در این ناحیه ادامه یابند؛ و طول گیرایی آنها برای کشش مطابق بند ۵-۵-۶-۲۰-۹ برای فشار مطابق بند ۸-۳-۲۱-۹ باشد:

طبق بند ۵-۵-۶-۲۰-۹ طول گیرایی میلگردها که به قلاب استاندارد ختم شده‌اند، باید با استفاده رابطه زیر محاسبه شود؛ ولی نباید کمتر از ۸ برابر قطر میلگرد و ۱۵۰ میلی‌متر باشد.

$$l_{dh} = f_y d_b / (5.4\lambda\sqrt{f'_c}) > 150 \text{ mm} \text{ or } 8d_b$$


- طول گیرایی میلگردهای مستقیم در کشش l_{dh} با قطر کوچکتر از ۳۴ میلیمتر باید برابر با بزرگترین دو مقدار (الف) و (ب) زیر در نظر گرفته شود:

الف) در مواردی که حداکثر ۳۰ سانتیمتر بتن در یک مرحله در زیر میلگرد ریخته شده باشد: ۲.۵ برابر طول گیرایی میلگردهای قلابدار، l_{dh} از رابطه اخیر.

ب) در مواردی که بیشتر از ۳۰ سانتیمتر بتن در یک مرحله در زیر میلگرد ریخته شده باشد: ۳.۲۵ برابر طول گیرایی میلگردهای قلابدار، l_{dh} از رابطه اخیر.

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

۹-۲۰-۶-۵-۴ میلگردهای مستقیمی که به یک اتصال ختم می‌شوند، باید از داخل هسته محصور شده ستون و یا جزء لبه دیوار عبور داده شوند. طول گیرایی مستقیم در کشش، h_1 برای آن قسمت از میلگردهایی که در خارج از هسته محصور شده قرار دارند، باید به اندازه ۱.۶ برابر افزایش داده شود.

۹-۲۰-۶-۵-۳ در مواردی که آرماتورهای طولی تیر از ناحیه‌ی اتصال تیر به ستون عبور می‌کنند، بعد گره، h ، به موازات آرماتورهای طولی تیر باید بیشترین مقدار به دست آمده از (الف) تا (پ) باشد:

الف- برای میلگردهای با مقاومت تسلیم ۴۲۰ مگاپاسکال و کمتر برابر با $\frac{20}{\lambda} d_b$ ، که d_b قطر میلگرد بزرگتر است.

ب- برای میلگردهای با مقاومت تسلیم ۵۲۰ مگاپاسکال و کمتر برابر با $26d_b$ ، که d_b قطر میلگرد بزرگتر است.

پ- نصف ارتفاع هر تیری که در امتداد مورد نظر به اتصال تیر به ستون وصل بوده و با عملکرد خود به صورت بخشی از سیستم مقاوم در برابر زلزله، در اتصال ایجاد برش می‌کند.

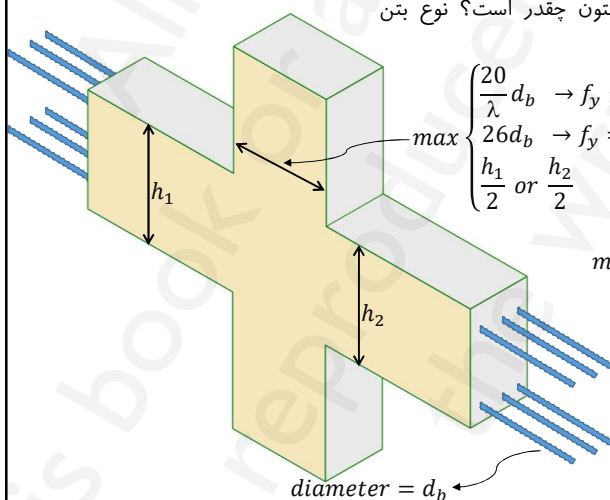
صفحه ۳۵۵ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission



WebSite: www.M-Alirezaei.com

Telegram: @AlirezaeiChannel

مثال، اگر میلگرد طولی تیر ۲۵ و از نوع AIII باشد، ارتفاع تیر سمت چپ و راست ستون، ۵۰ سانتیمتر باشد، حداقل بعد ستون چقدر است؟ نوع بتن معمولی است



$$\max \begin{cases} \frac{20}{\lambda} d_b \rightarrow f_y \leq 420 \text{ MPa} \\ 26d_b \rightarrow f_y = 520 \text{ MPa} \\ \frac{h_1}{2} \text{ or } \frac{h_2}{2} \end{cases}$$

$$\max \begin{cases} \frac{20}{1.0} \times 2.5 = 50 \text{ cm} \rightarrow f_y \leq 420 \text{ MPa} \\ \frac{h_1}{2} = \frac{50}{2} = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

بنابراین حداقل بعد ستون ۵۰ سانت است.

صفحه ۳۵۶ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission



WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

وصله و قطع میلگردها در اتصال

تنشهای اضافی که در وصله‌ها بوجود می‌آید منجر به رفتار نامناسب در مناطق خمیری می‌شود، به این دلیل، در قابهای ویژه استفاده از وصله پوششی در اتصالات تیر به ستون و نیز در طول دو برابر ارتفاع مقطع تیر از بر ستون در تیرها مجاز نمی‌باشد. در محلهایی نیز که امکان تشکیل مفصل خمیری وجود داشته باشد نباید وصله به کار رود. در ستون‌های قاب‌های ویژه نیز وصله پوششی تنها در نیمه میانی ارتفاع آن قابل قبول است. در تیرها باید در تمام طول وصله میلگرد عرضی با فاصله حداکثر 0.25 عمق موثر مقطع یا صد میلیمتر هر کدام کوچکتر باشد مورد استفاده قرار گیرد. افزون بر این، طول پوشش وصله‌ها حتی در ستون‌ها باید مساوی با طول وصله کنشی توصیه می‌گردد، میلگردهای طولی در تیرها در حدود عمق موثر تیر طولتر از حد محاسباتی در هر انتها در نظر گرفته شوند.

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



WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

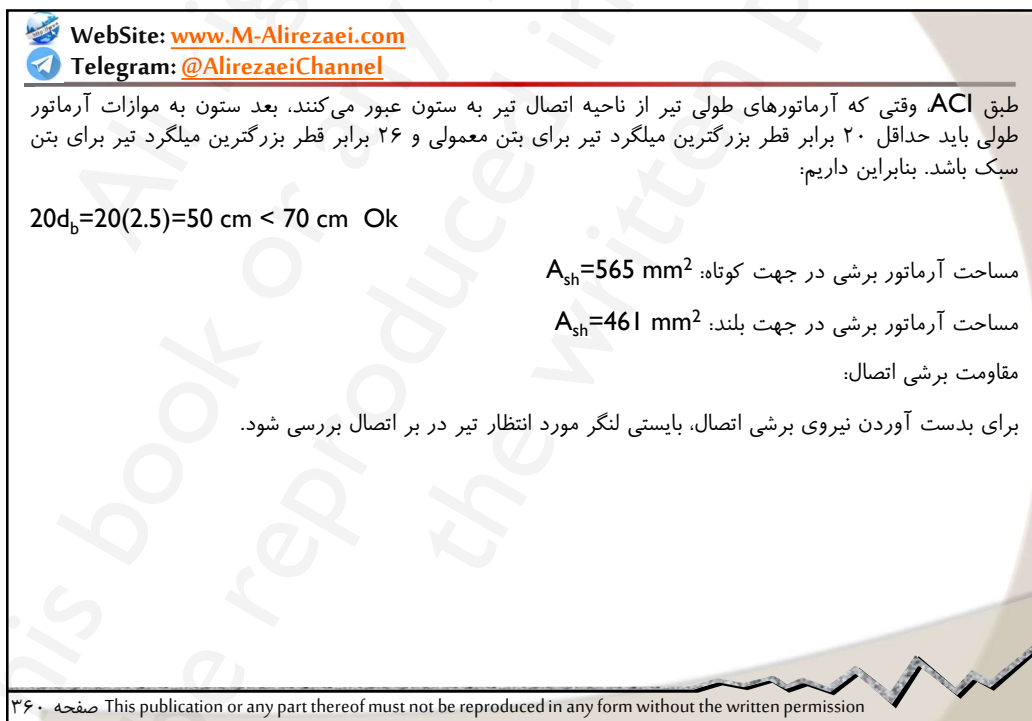
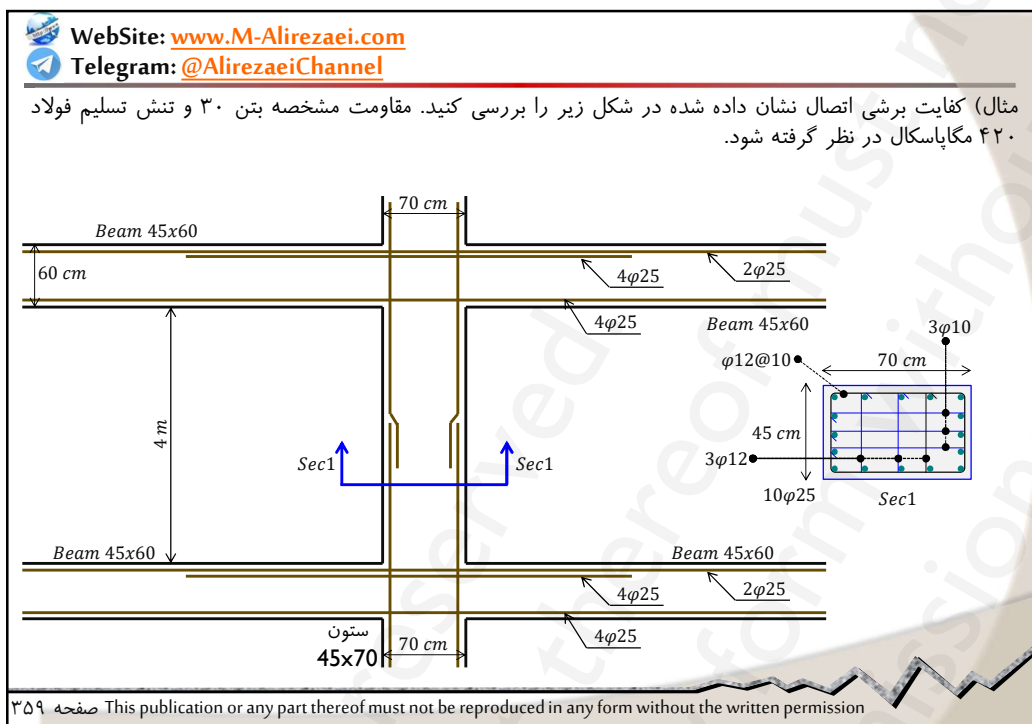
آرماتور عرضی

طبق بند ۱-۳-۵-۶-۲۰-۹، آرماتور گذاری عرضی باید در کلیه نواحی اتصالی، به جز آنهایی که در بند ۵-۶-۲۰-۹-۲-۳ اشاره شده‌اند، مطابق ضوابط بندهای ۲-۳-۶-۲۰-۹ تا ۴-۳-۶-۲۰-۹ و ۷-۳-۶-۲۰-۹ (ضوابط آرماتور گذاری ناحیه ۱ ستون) به کار برده شود.

۲-۳-۶-۲۰-۹ در نواحی اتصالی که در چهار سمت توسط تیرها محصور شده‌اند و عرض تیرها کمتر از سه چهارم بعد ستونی که به آن متصل می‌شوند، نیستند، می‌توان در طولی به اندازه کوتاه‌ترین ارتفاع تیر، h ، از آرماتور عرضی، مساوی با نصف مقدار تعیین شده برای ناحیه ۱ ستون، استفاده نمود و فاصله آنها را از هم به جای فاصله آرماتورهای عرضی ناحیه ۱ ستون، تا ۱۵ سانتیمتر افزایش داد.

طبق بند ۳-۳-۵-۶-۲۰-۹، در تیرهایی که آرماتورهای طولی آنها از داخل هسته محصور شده ستون عبور نمی‌کند، در صورتی که آرماتورها توسط تیر دیگری محصور نشده باشند، باید در سراسر طول آرماتور طولی که در خارج از هسته قرار دارند، از آرماتورهای عرضی که آرماتورهای عرضی که از ستون عبور می‌کنند، با فاصله‌ای به میزان گفته شده برای آرماتورهای عرضی تیر در ناحیه بحرانی استفاده نمود.

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



WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

ظرفیت خمشی مورد انتظار تیر:

$$M_{pr}(+ve) = 1.25A_s(+ve)f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$\Rightarrow 0.85(30)(a)(450) = 1.25\left(\frac{4 \times \pi \times 25^2}{4}\right)(420)$$

$$\Rightarrow a = 89.8 \text{ mm}$$

$$M_{pr}(+ve) = \frac{1.25(4 \times \pi \times 25^2 \times 0.25)(420)}{10^6} \left(537.5 - \frac{89.8}{2}\right) = 507.7 \text{ kN.m}$$

$$M_{pr}(-ve) = 1.25A_s(-ve)f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$\Rightarrow 0.85(30)(a)(45) = 1.25\left(\frac{6 \times \pi \times 25^2}{4}\right)(420)$$

$$\Rightarrow a = 134.7 \text{ mm}$$

$$M_{pr}(-ve) = \frac{1.25(6 \times \pi \times 25^2 \times 0.25)(420)}{10^6} \left(537.5 - \frac{134.7}{2}\right) = 726.9 \text{ kN.m}$$

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](https://t.me/AlirezaeiChannel)

$$V_{col} = \frac{726.9 + 507.7}{4.6} = 268.4 \text{ kN}$$

$$T_1 = 6 \times 1.25 \times \left(\pi \times \frac{25^2}{4}\right) \times 420 \times 10^{-3} = 1546.1 \text{ kN}$$

$$C_2 = T_2 = 4 \times 1.25 \times \left(\pi \times \frac{25^2}{4}\right) \times 420 \times 10^{-3} = 1030.6 \text{ kN}$$

$$V_{u,joint} = T_1 + C_2 - V_{col} = 1546.1 + 1030.6 - 268.4 = 2308.3 \text{ kN}$$

$$A_j = b_j h_c = 700 \times 450 = 315000 \text{ mm}^2$$

$$V_n = 1.2\lambda\sqrt{f'_c}A_j = \frac{1.2 \times 1.0\sqrt{30}(315000)}{1000} = 2070 \text{ kN}$$

$$\phi V_n = 0.75 \times 2070 = 1552 \text{ kN}$$

به دلیل آنکه $V_u > \phi V_n$ شده، بایستی بعد ستون در جهت اعمال برش، بیشتر گردد.

$$\text{for } V_u = \phi V_n \Rightarrow 0.75 \frac{1.2 \times \sqrt{30}(450 \times h_{col})}{1000} = 2308.3 \Rightarrow h_{col} \approx 1000 \text{ mm}$$

صفحه ۳۶۲ 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 طراحی دیوارهای برشی با شکل پذیری ویژه

ویرایش ۹۹ مبحث نهم: بخش تعاریف

دیوار (wall): اعضای قائم با نسبت طول افقی به ضخامت بیشتر از ۳ که برای بار محوری، بار جانبی و یا هر دو طراحی می شوند.

ستون ویژه
 $l_w \leq 2.5b_w$

دیوار
 $l_w \geq 3b_w$

100 cm
30 cm
دیوار

80 cm
30 cm
ستون

صفحه ۳۶۳ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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

قطعه دیواری (wall segment): قسمتی از دیوار که به بازشوهای قائم یا افقی و لبه های دیوار محدود شده باشد.

قطعه دیواری افقی (wall segment, horizontal): قطعه دیواری که در جهت قائم به دو بازشو و یا یک بازشو و یک لبه محدود شده باشد.

قطعه دیواری قائم (wall segment, vertical): قطعه دیواری که در جهت افقی به دو بازشو و یا یک بازشو و یک لبه محدود شده باشد. دیوار پایه (جرز دیوار) در این گروه جای دارد

قطعه دیواری قائم دیوار

قطعه دیواری افقی دیوار

صفحه ۳۶۴ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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

مثال‌های دیگری از قطعه‌ی دیواری افقی و قطعه‌ی دیواری قائم:

قطعه‌ی افقی دیوار (قسمت هاشور خورده)

قطعه‌ی قائم دیوار (قسمت هاشور خورده)

۳۶۵ 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 طراحی قطعه قائم دیوار

نسبت ارتفاع خالص قطعه قائم دیوار به طول افقی مقطع آن قطعه دیوار	نسبت طول افقی مقطع دیوار به ضخامت دیوار		
	$l_w/b_w \leq 2.5$	$2.5 < l_w/b_w \leq 6.0$	$l_w/b_w > 6$
$(h_w/l_w) < 2$	دیوار است	دیوار است	دیوار است
$(h_w/l_w) \geq 2$	دیوار پایه باید مانند یک ستون ویژه مطابق الزامات بند ۲-۳-۶-۲۰-۹ طراحی شود.	دیوار پایه باید مطابق الزامات بند ۱-۶-۷-۲۰-۹ طراحی شود.	دیوار است

دیوار پایه، جزر دیوار

$$\begin{cases} \frac{h_w}{l_w} \geq 2, & \frac{l_w}{b_w} \leq 2.5 \\ \frac{h_w}{l_w} \geq 2, & 2.5 \leq \frac{l_w}{b_w} \leq 6.0 \end{cases}$$

دیوار پایه باید مانند یک ستون ویژه مطابق الزامات بند ۲-۳-۶-۲۰-۹ تا ۴-۳-۶-۲۰-۹ طراحی شود.

دیوار پایه باید مطابق الزامات بند ۷-۲۰-۹ تا ۱-۶-۷-۲۰-۹ طراحی شود.

۳۶۶ 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 پایه، جرز دیوار (wall pier): قطعه‌ی دیواری قائم که در آن نسبت طول افقی به ضخامت (l_w/b_w) مساوی یا کمتر از ۶ و نسبت ارتفاع به طول افقی (h_w/l_w) بزرگتر از ۲ باشد. این اجزا بسیار شبیه به ستون بوده و شکست خمشی معمولاً قبل از شکست برشی رخ می‌دهد. این اعضا ضوابط ویژه‌ای در مبحث نهم دارند.

دیوار پایه، جرز دیوار

$$\begin{cases} \frac{h_w}{l_w} \geq 2 \\ \frac{l_w}{b_w} \leq 6 \end{cases}$$

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

دیوار سازه‌ای همبسته (structural wall coupled): سیستم سازه‌ای شامل دیوار و تیر همبند است که در آن دیوارهای کنسولی توسط تیرهای همبندی به هم متصل شده‌اند.

تیرهای همبسته شکل پذیر

تسلیم خمشی در بای دیوار

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

دیوار سازه‌ای (structural wall): دیواری که در میان صفحه‌ی خود زیر اثر بار و آثار ناشی از آن قرار دارد. دیوار برشی یک دیوار سازه‌ای است.

المان مرزی، جزء مرزی، جزء لبه (boundary element): قسمتی از لبه‌ی دیوار یا دیافراگم، در امتداد طول، که با آرماتورهای طولی و عرضی تقویت می‌شود.

دیوار سازه‌ای، شکل‌پذیری زیاد (ویژه) (structural wall, special): دیوار با ضوابط مربوط به شکل‌پذیری زیاد مطابق فصل ۹-۲۰.

دیوار سازه‌ای، شکل‌پذیری کم (معمولی) (structural wall, ordinary): دیوار با ضوابط مربوط به شکل‌پذیری کم مطابق فصل ۹-۱۳.

دیوار معمولی R=4

دیوار ویژه R=6

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission صفحه ۳۶۹

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

نوع سیستم باربر جانبی در حالتی که دیوار داشته باشیم.

- اگر بیش از ۵۰٪ بار ثقیل طبقه سهمیه دیوارها باشد، آن سیستم، دیوار باربر است. اگر مقدار قاب‌ها هم زیاد بوده و بیشتر بارهای ثقیل توسط قاب‌های فضای تحمل شود و دیوار برشی برای مقابله با بارهای جانبی باشد، به این سیستم قاب ساختمانی به همراه دیوار برشی گفته می‌شود. اگر قاب‌های خمشی بتوانند حداقل ۲۵٪ بارهای جانبی را تحمل کنند، به این سیستم، قاب دوگانه گفته می‌شود.

Bearing wall system

Building frame system or Dual System

Dual System	R=7.5
Building Frame System	R=6
Bearing Wall System	R=5

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission صفحه ۳۷۰

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

ضریب کاهش سختی دیوار در برنامه ETABS

در برنامه ETABS وقتی با المان Shell مدسازی دیوار انجام می‌شود، این المان دارای دو سختی است: ۱- سختی درون صفحه (F11 و F22 و F12) ۲- سختی خارج از صفحه (M11 و M22 و M12)

برای دیوار برشی (تیرهای همبسته و دیوارها) رفتار خمشی و محوری توسط ضرایب F22 و F11 (متناسب با جهت محوره‌های محلی) و همچنین برش توسط ضرایب F12 کنترل می‌شود.

محور ۱
محور ۲
نیروها بر واحد طول داخل صفحه هستند

۳۷۱ 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

General

- Total DOF per Node = 3 (or 2)
- Total Displacements per Node = 2
- Total Rotations per Node = 1 (or 0)
- Membranes are modeled for flat surfaces

Application

For Modeling surface elements carrying in-plane loads

Building Specific Application

For representing floor slabs for Lateral Load Analysis.
Model Shear walls, Floor Diaphragm etc

Membrane

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

[WebSite: www.M-Alirezaei.com](http://www.M-Alirezaei.com)

[Telegram: @AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

The Shell Element

General

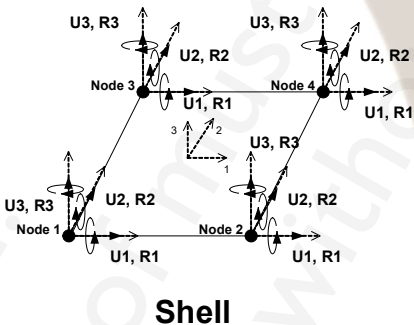
Total DOF per Node = 6 (or 5)
Total Displacements per Node = 3
Total Rotations per Node = 3
Used for curved surfaces

Application

For Modeling surface elements carrying general loads

Building Specific Application

May be used for modeling of general slabs systems.
But not used generally



Shell

صفحه ۳۷۳ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

[WebSite: www.M-Alirezaei.com](http://www.M-Alirezaei.com)

[Telegram: @AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

General

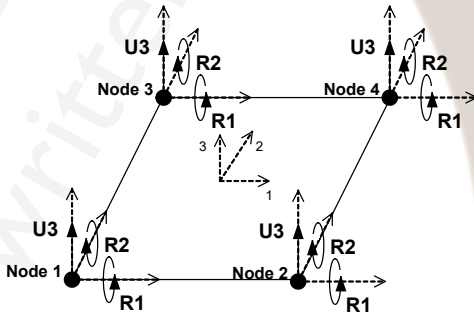
Total DOF per Node = 3
Total Displacements per Node = 1
Total Rotations per Node = 2
Plates are for flat surfaces

Application

For Modeling surface elements carrying out of plane loads

Building Specific Application

For representing floor slabs for Vertical Load Analysis
Model slabs



Plate

صفحه ۳۷۴ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission



WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

از کدام المان برای مدلسازی دیوار برشی استفاده کنیم؟ المان Membrane یا Shell؟

Walls are generally not designed for out-of-plane bending to avoid excessive longitudinal reinforcement. In this case, use a small modifier say 0.1 for m11, m22 and m12 so numerical instabilities could be avoided. However, use m11, m22, m12 = 0.70 (or 0.35) when considering the out-of-plane bending in wall.

- کاربر برای مشبندی دیوار باید آن را به صورت Shell مدل کند. زیرا اگر آن را بصورت Membrane مدلسازی کند، در حین تحلیل، خطا درجه آزادی عمود بر صفحه داده می‌شود.

Table 4-3 Reinforced concrete effective stiffness values.

Component	Service-Level Linear Models			MCE-Level Nonlinear Models		
	Axial	Flexural	Shear	Axial	Flexural	Shear
Structural walls ¹ (in-plane)	$1.0E_cA_g$	$0.75E_cI_g$	$0.4E_cA_g$	$1.0E_cA_g$	$0.35E_cI_g$	$0.2E_cA_g$
Structural walls (out-of-plane)	--	$0.25E_cI_g$	--	--	$0.25E_cI_g$	--
Basement walls (in-plane)	$1.0E_cA_g$	$1.0E_cI_g$	$0.4E_cA_g$	$1.0E_cA_g$	$0.8E_cI_g$	$0.2E_cA_g$
Basement walls (out-of-plane)	--	$0.25E_cI_g$	--	--	$0.25E_cI_g$	--
Coupling beams with conventional or diagonal reinforcement	$1.0E_cA_g$	$0.07\left(\frac{L}{h}\right)E_cI_g$ $\leq 0.3E_cI_g$	$0.4E_cA_g$	$1.0E_cA_g$	$0.07\left(\frac{L}{h}\right)E_cI_g$ $\leq 0.3E_cI_g$	$0.4E_cA_g$

- طبق توصیه اگر بخواهیم از عملکرد عمود بر صفحه دیوار استفاده نکنیم، بهتر است از المان Shell استفاده کرده ولی ضرایب m11 و m22 و m12 را یک عدد کم (مثلا 0.1) بدهیم تا از ناپایداری سیستم عمود بر صفحه دیوار جلوگیری شود.

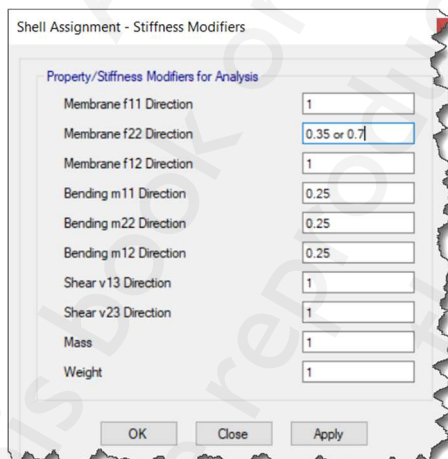
- طبق توصیه TBI ضریب ترک خوردگی خارج از صفحه 0.25 در نظر گرفته شود.

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



WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

بنابراین بعد از انتخاب دیوار و از مسیر Assign menu > Shell > Stiffness Modifiers ضریب F22 را برابر 0.7 یا 0.35 بسته به اینکه دیوار ترک خورده یا خیر وارد نمایید. ضریب ترک خوردی عمود بر صفحه را برابر 0.25 وارد نمایید.



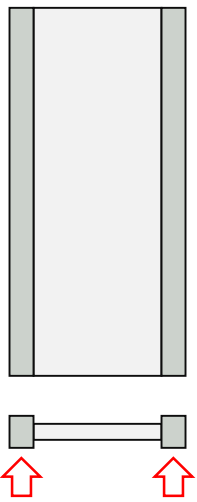
ترک خورگی برشی نباید داده شود.

There is no recommendation about reducing the GA_{shear} . You should, however, note that some of our users use modifiers for f12 also, where they expect deterioration of shear stiffness and want to be realistic in their modeling.

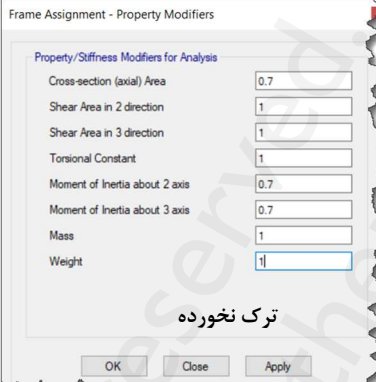
۳۷۶ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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

المان‌های لبه ای دیوار که در دیوارهای دمبلی شکل بکار می‌روند در برنامه ETABS با المان قابی مثل ستون‌ها مدل می‌شوند ولی بخشی از دیوار هستند و نباید به مانند یک المان قابی طراحی شوند. بنابراین این اعضا را انتخاب کرده و از مسیر Assign menu > Frame > Property Modifiers ترک خوردگی کنید:



ترک نخورده



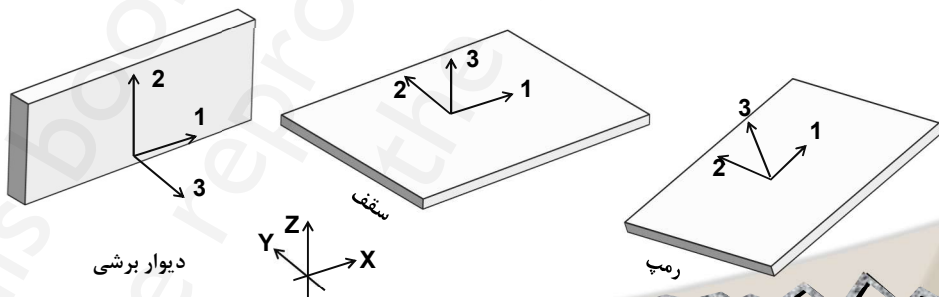
ترک خورده



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

ضریب ترک خوردگی دیوار را به کدام محور محلی اختصاص دهیم؟
برای دیوارها باید ضریب ترک خوردگی به F22 اعمال شود.
برای تیرهای همبسته، باید ضریب ترک خوردگی به F11 اعمال شود.
اعمال ضریب M11 و M22 و M12 باعث کاهش ممان اینرسی مقطع دیوار حول محور ضعیف آن و همچنین کاهش در سختی پیچشی می‌شود.



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

ترک خوردگی یا عدم ترک خوردگی دیوار را چگونه تشخیص دهیم؟

ابتدا ضریب اصلاح سختی خمشی دیوارها برابر 0.7 اعمال شود (پارامتر F22)، پس از تحلیل در صورتی که تحت لنگر حاصل از ترکیب بارگذاری و بر مبنای مدول گسیختگی بتن دیوار ترک خورده محسوب شود، لازم است ضریب اصلاح سختی آن به 0.35 تغییر یابد. این بررسی باید برای تمام پنل‌ها دیوار و در تمام طبقات انجام شود.

$$f_r = 0.62\lambda\sqrt{f'_c}$$

برای کنترل این مورد باید مقدار تنش در دیوار تحت ترکیب بارهای طراحی را قرائت کرد. برای سهولت در این کار میتوان از مسیر **Define menu > Load Combinations** برای دیوارهای هر امتداد سازه یک ترکیب بار پوش (Envelope) شامل ترکیب بارهای شامل نیروی زلزله، ایجاد کرد.

ترکیب بار مربوط به کنترل دیوارهای امتداد X:

$$\left. \begin{aligned} (0.9 - 0.6AI)D + \rho_x E_x \\ (0.9 - 0.6AI)D - \rho_x E_x \end{aligned} \right\}$$

ترکیب بار مربوط به کنترل دیوارهای امتداد Y:

$$\left. \begin{aligned} (0.9 - 0.6AI)D + \rho_y E_y \\ (0.9 - 0.6AI)D - \rho_y E_y \end{aligned} \right\}$$

۳۷۹ 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

ضریب اصلاح سختی دیوارها برابر 0.7 اعمال شود. حال بعد از تحلیل مقدار تنش در دیوارها را از مسیر زیر بررسی نمایید:

Display menu > Force/Stress Diagrams > Shell Stresses/Forces

تنش‌های کششی با علامت مثبت و تنش‌های فشاری با علامت منفی نمایش داده می‌شوند.

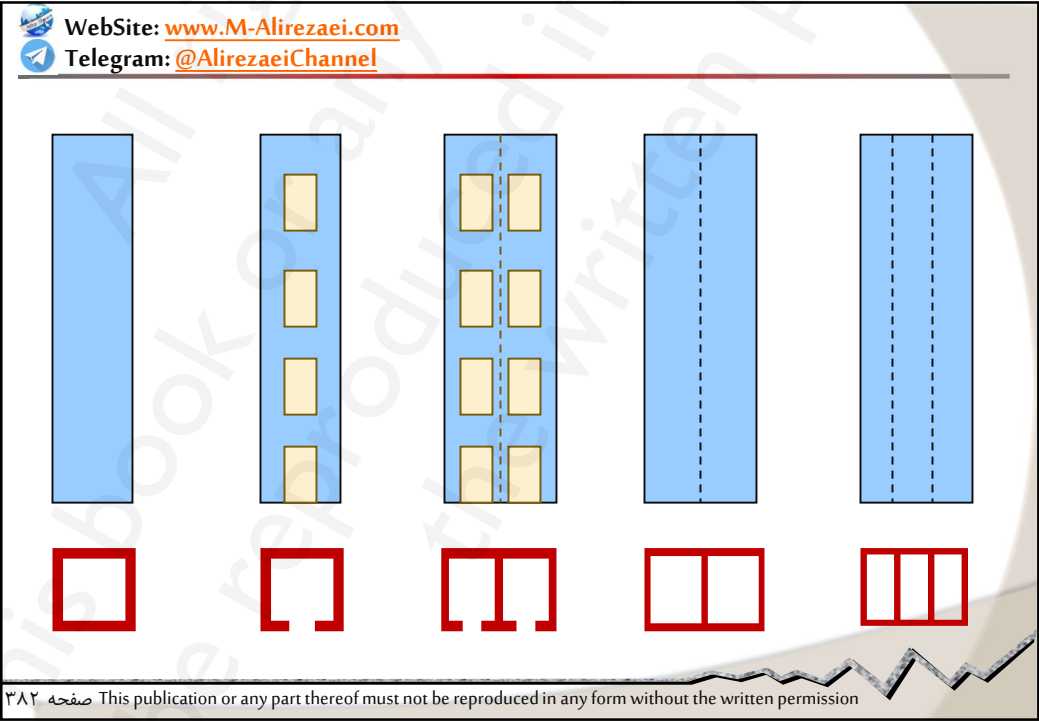
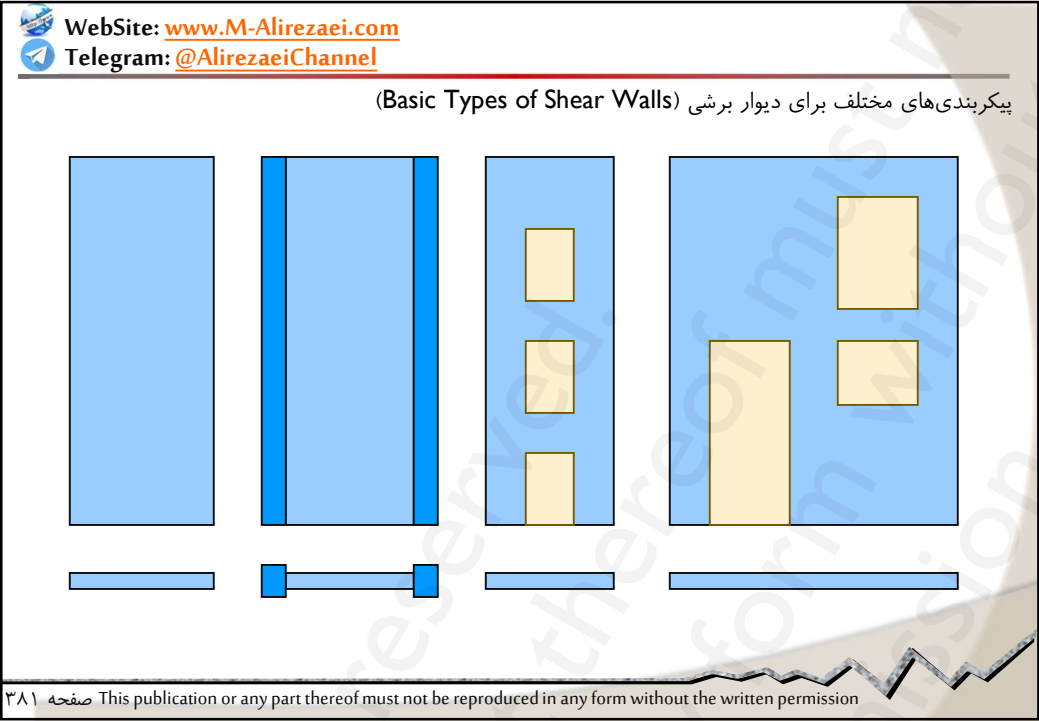
مقدار حداکثر ← مقدار حداکثر ←

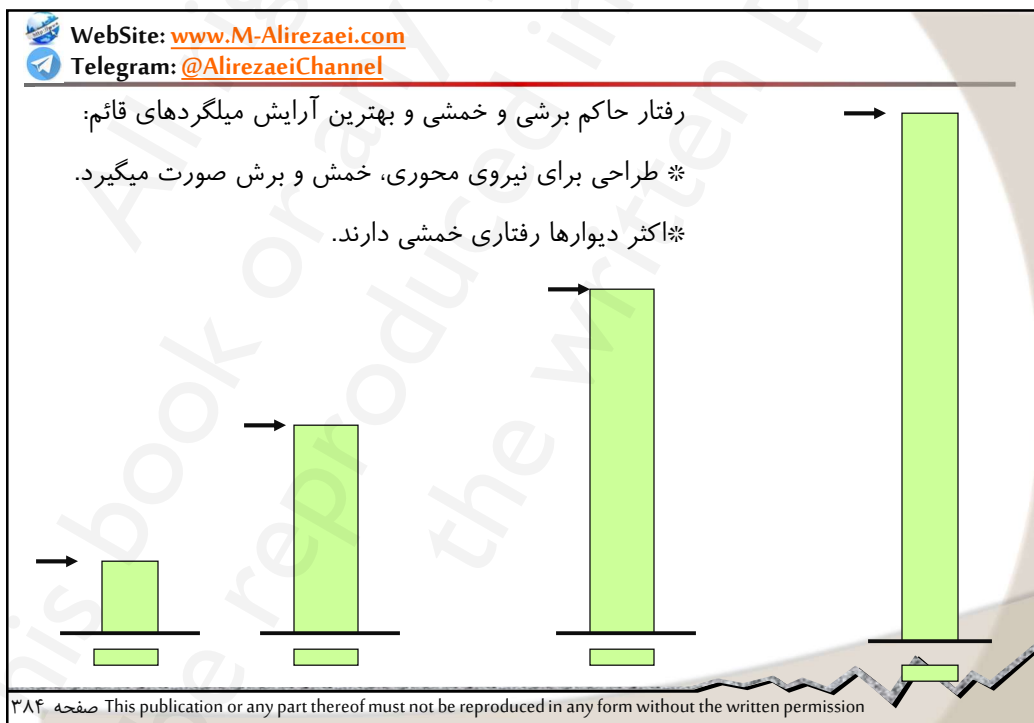
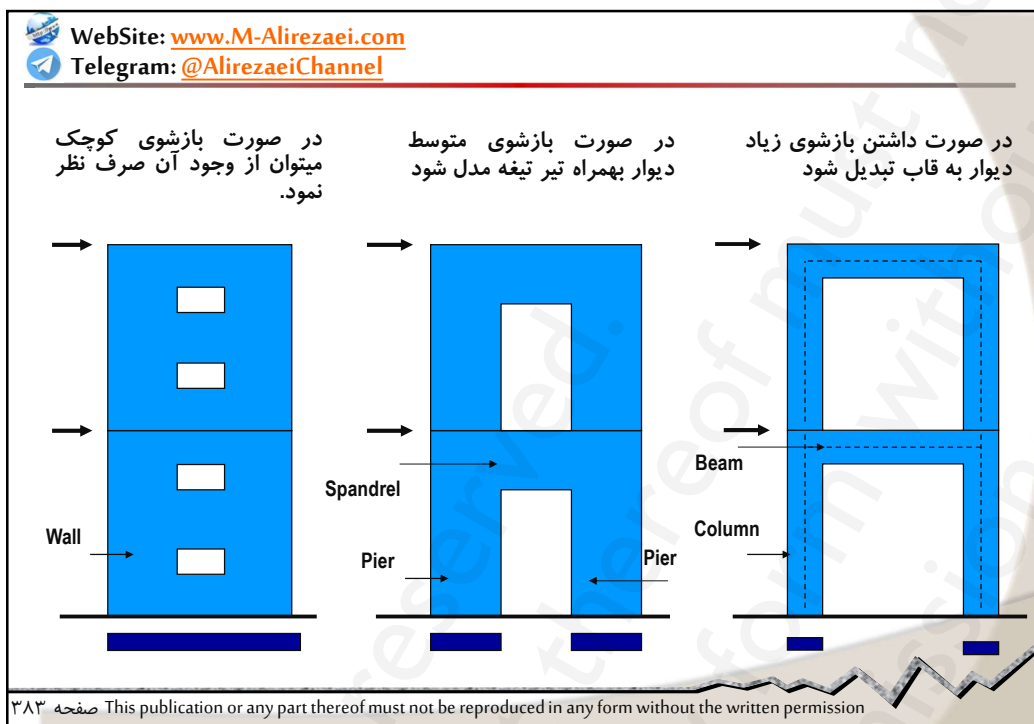
ترکیب بار پوش ← نوع مولفه ← مولفه تنش ←

مقدار گسیختگی بتن ← مقدار صفر ←

مقدار گسیختگی بتن $f_r = 0.62\lambda\sqrt{30} = 3.4 \text{ MPa} \approx 34 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

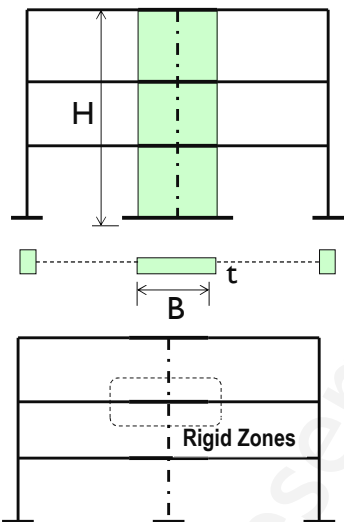
۳۸۰ صفحه This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission





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

مدلسازی دیوار برشی



این روش مدلسازی عموماً برای حالتی که نسبت ارتفاع به طول دیوار بیشتر از ۵ باشد، مناسب است.

در این روش دیوار برشی به صورت یک ستون معادل مدلسازی سازی میشود.

اتصال دیوار به تیرها توسط یک ناحیه صلب انجام می‌شود.

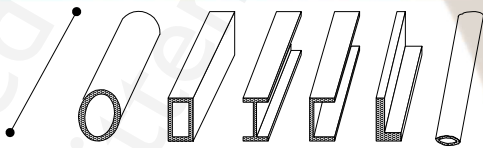
می‌توان از المان‌های سطحی نیز برای مدلسازی استفاده نمود.

۳۸۵ 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

1 D Elements (Beam type)

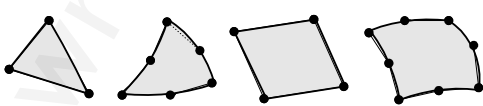
Can be used in 1D, 2D and 3D
2-3 Nodes. A, I etc.



Truss and Beam Elements (1D,2D,3D)

2 D Elements (Plate type)

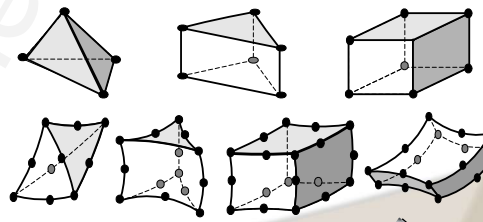
Can be used in 2D and 3D Model
3-9 nodes. Thickness



Plane Stress, Plane Strain, Axisymmetric, Plate and Shell Elements (2D,3D)

3 D Elements (Brick type)

Can be used in 3D Model
6-20 Nodes.



Brick Elements

۳۸۶ 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](https://t.me/AlirezaeiChannel)

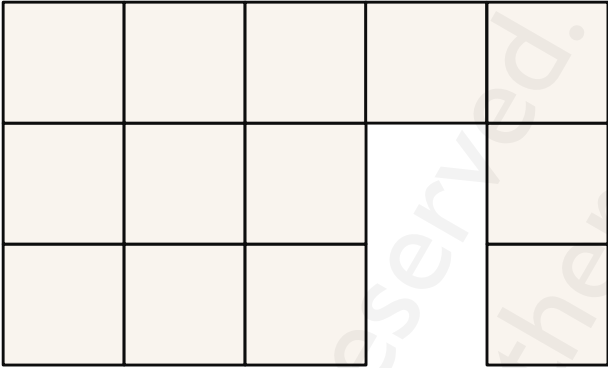
* برای تحلیل دقیقتر مدل، دیوارها به نحو مناسبی مشبندی شوند.

* برای مدلسازی پوسته دیوار میتوان از المانهای با رفتار درون صفحه (Membrane Elements) یا با رفتار درون و بیرون صفحه (Shell Element) استفاده نمود.

لزوما با افزایش تعداد مشها، دقت تحلیل بالاتر نمی‌رود.

برای مش‌بندی دیوارها، آنها را انتخاب و از مسیر زیر اقدام نمایید:

Edit menu > Edit Shells > Divide Shells

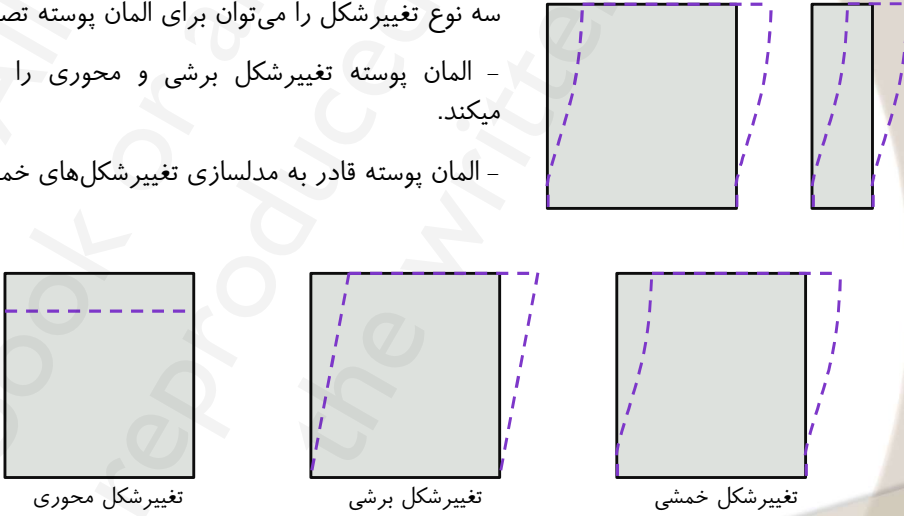


۳۸۷ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

سه نوع تغییر شکل را می‌توان برای المان پوسته تصور نمود:

- المان پوسته تغییر شکل برشی و محوری را خوب مدل میکند.
- المان پوسته قادر به مدلسازی تغییر شکل‌های خمشی نیست.



تغییر شکل محوری تغییر شکل برشی تغییر شکل خمشی

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

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

(الف) (ب) (پ)

* دیوار الف با ۵ المان مدل شده است. نسبت ابعادی المان‌ها مطلوب است و خمش حاکم نیست.

* دیوار ب که بازشو به سمت چپ منتقل شده است، المان سمت چپ لاغر شده و در آن خمش حاکم بوده که در اینجا به دو المان تقسیم شده است.

* دیوار پ بازشو به سمت بالا رفته و تیرپیوند لاغری را تشکیل داده است. جهت جلوگیری از حاکم شدن خمش این تیر به چند المان تقسیم شده است.

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](https://t.me/AlirezaeiChannel)

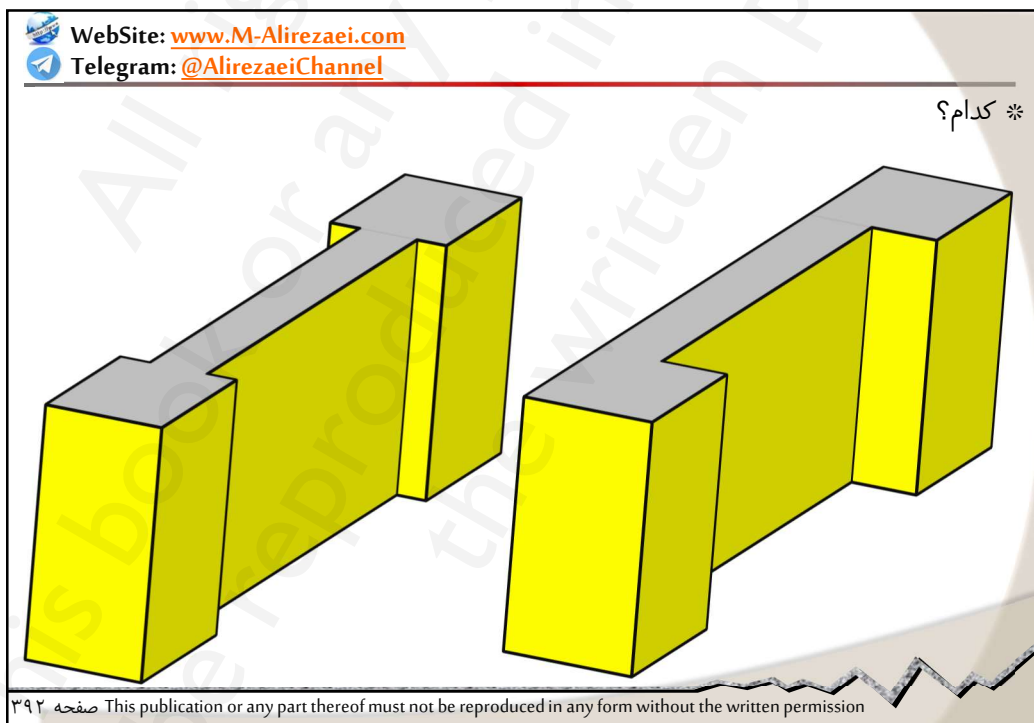
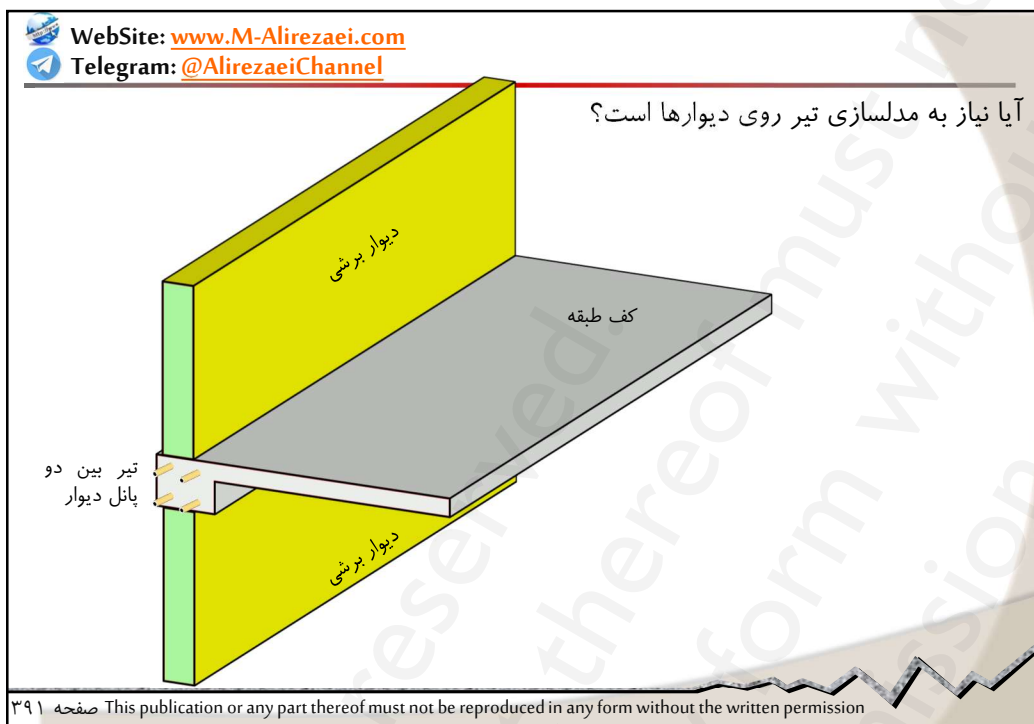
برای دیواری مستطیلی، در خصوص تیرهایی که در امتداد صفحه دیوار برشی به دیوار متصل شده اند، توصیه می‌شود، این تیرها به اندازه یک مش وارد دیوار شوند و بجای اتصال به اولین گره، به دومین ردیف گره‌های حاصل از مش بندی دیوار متصل شوند، سپس از مسیر **Assign menu > Frame > End Length Offsets** باید انتهای متصل به دیوار در طولی که به اندازه یک مش وارد شده، **Rigid** شود.

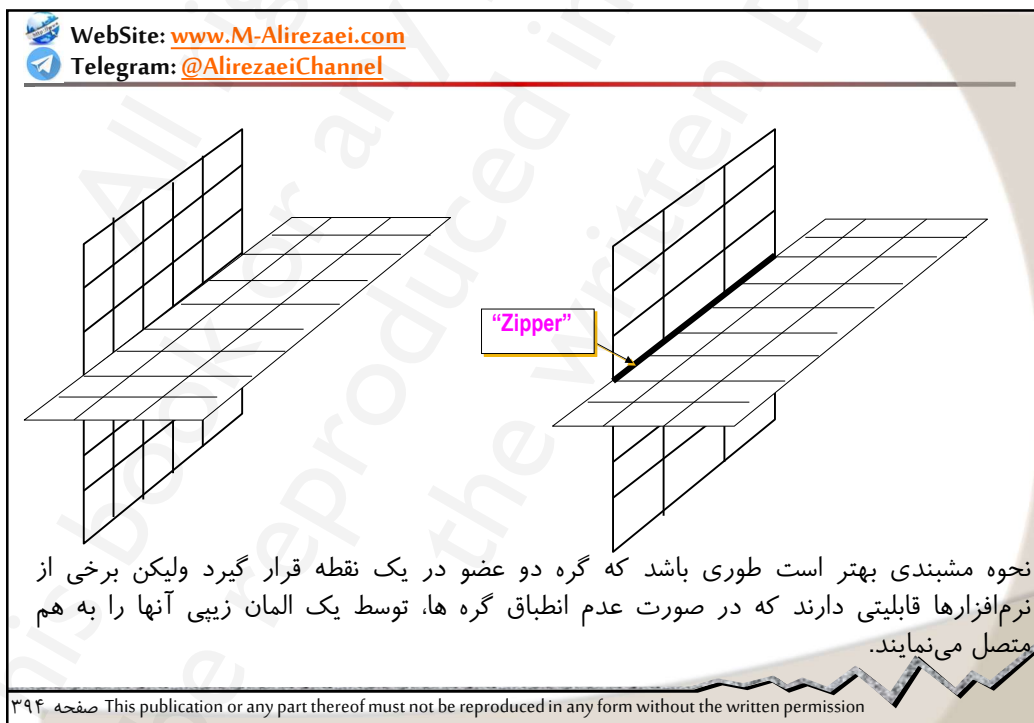
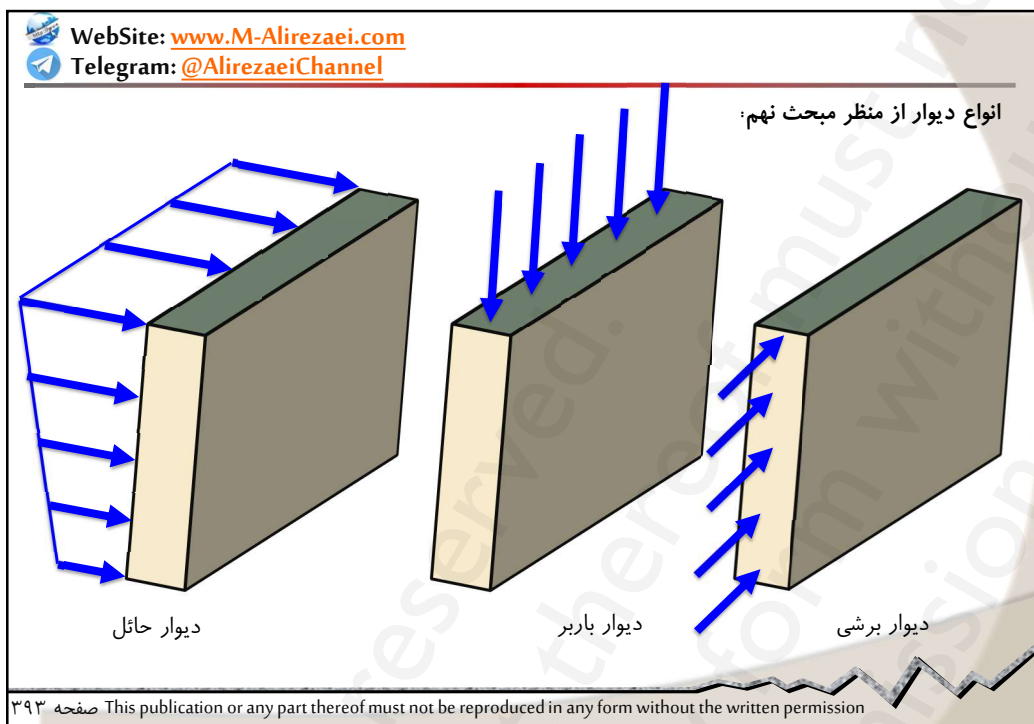
المان صلب

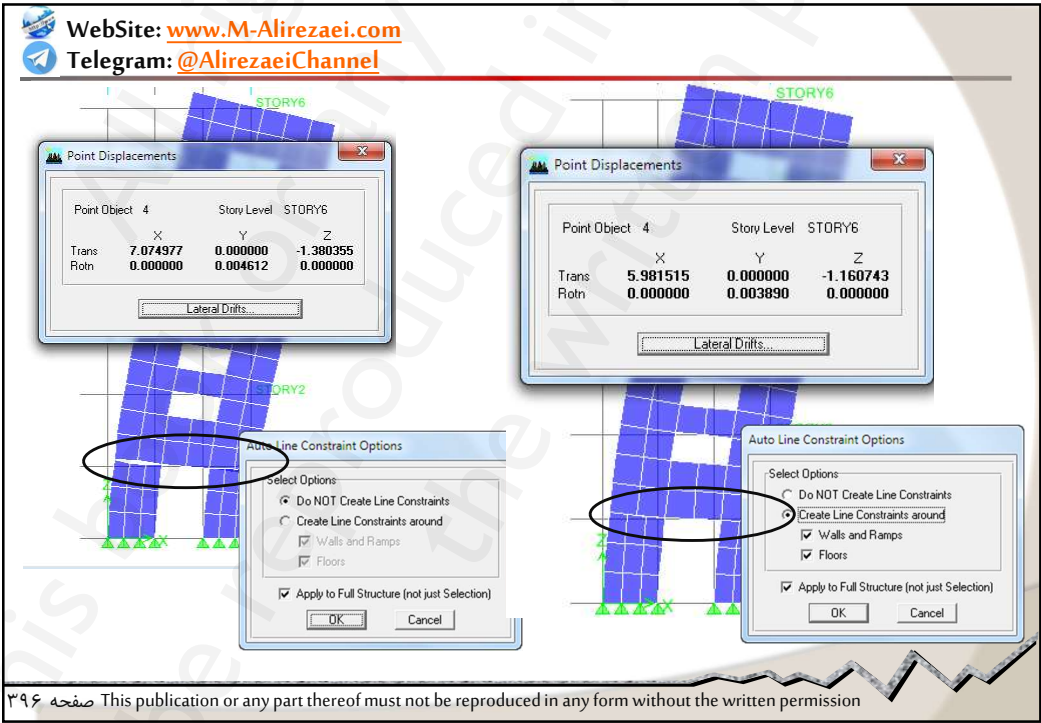
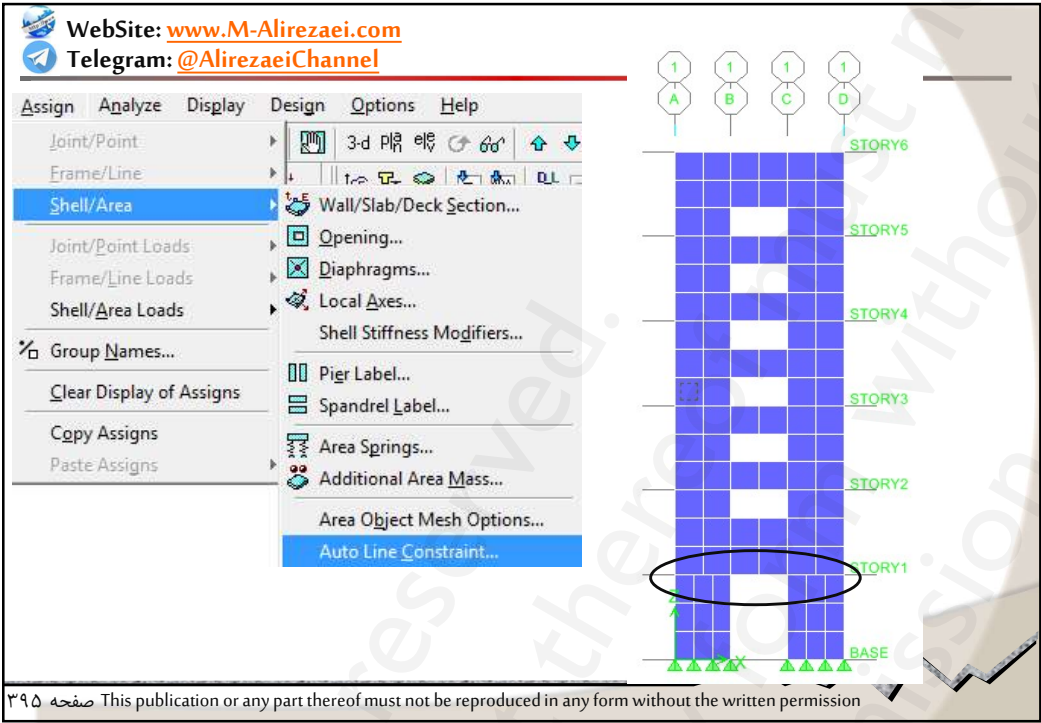
تیر

دیوار برشی

صفحه ۳۹۰ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission







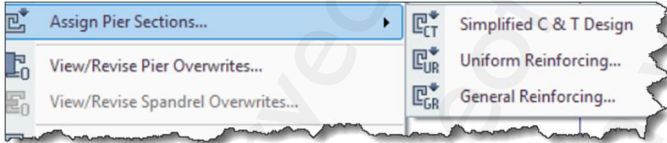
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

روش‌های طراحی دیوار برشی در برنامه **ETABS**:

روش طراحی ساده شده کششی و فشاری (Simplified Pier Design)

روش طراحی SD (General Reinforcing Pier Section)

روش طراحی یکنواخت (Uniform Reinforcing Pier Section)



صفحه ۳۹۷ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

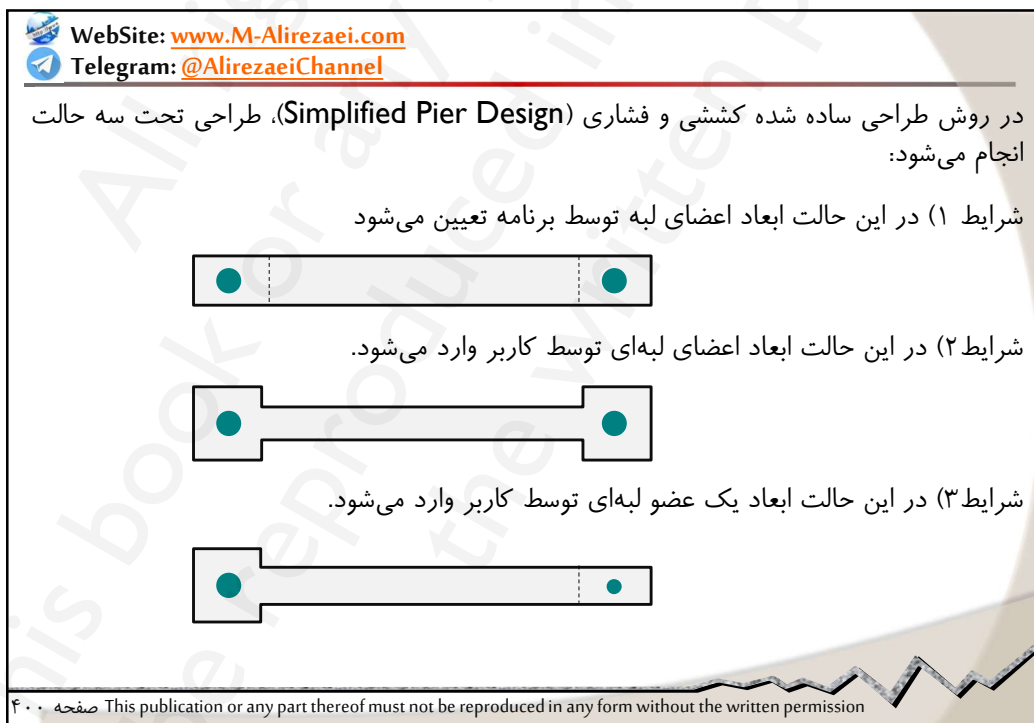
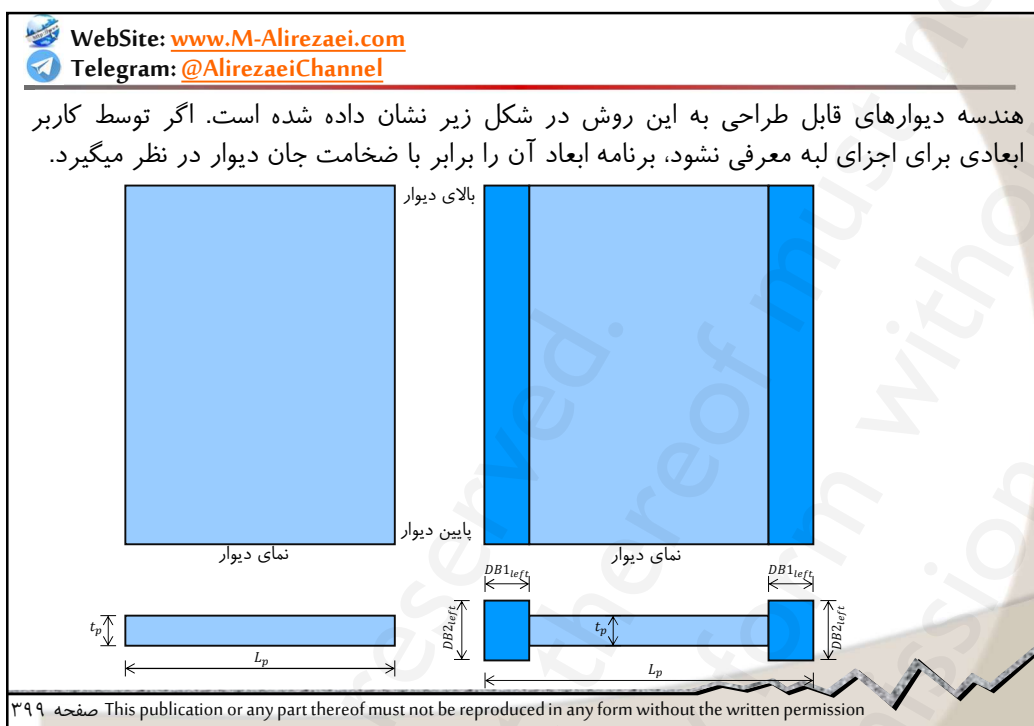
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

در روش طراحی ساده شده کششی و فشاری (Simplified Pier Design)، طراحی تنها برای دیوارهای دوبعدی انجام می‌شود، طبق بند ۹-۲۰-۷-۱۰-۱ داریم:

۹-۲۰-۷-۱۰-۱ دیوارهای سازه‌ای و اجزایی از آنها که تحت اثر همزمان بارهای محوری و خمشی قرار دارند، باید مطابق ضوابط بند ۹-۸-۳ طراحی شوند. تاثیر بتن و آرماتورهای طولی که به نحو مناسبی مهار شده‌اند و در عرض موثر بال دیوار، اجزای لبه، و یا جان دیوار قرار دارند، و همچنین اثر بازشوها، باید در محاسبات منظور گردند.

بنابراین در محاسبه ظرفیت دیوار باید اثر بتن و آرماتورهای موجود در نظر گرفته شود. در روش T&C از اثر بتن و آرماتور موجود در ناحیه جان که سهم زیادی در ظرفیت دارند، لحاظ نمی‌شود. بنابراین استفاده از این روش مناسب طراحی نیست و بهتر است از دو روش بعدی استفاده گردد. عدم لحاظ کردن این اثرات باعث ایجاد اضافه مقاومت زیاد در دیوار می‌شود.

صفحه ۳۹۸ 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 شرایط ۱، نسبت حداکثر آرماتورهای فشاری (Edge Design PC-Max) و نسبت حداکثر آرماتورهای کششی (Edge Design PT-Max) توسط کاربر و در قسمت تنظیمات آیین‌نامه تعیین می‌شود.

Design menu > Shear Wall Design Preferences > View/Revise Preferences

16	Edge Design PT-Max	0.03
17	Edge Design PC-Max	0.03
18	Section Design IP-Max	0.04
19	Section Design IP-Min	0.0025

مطابق شکل روبرو برنامه در گام اول عرض عضو لبه‌ای را برابر ضخامت آن در نظر می‌گیرد.

$B_{1-Lef} = B_{1-Right} = t_p$

صفحه ۴۰۱ 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 برنامه براساس نیروی محوری ضریب‌دار P_u و لنگر خمشی ضریب‌دار M_u نیروی موجود در عضوهای لبه‌ای را در بالا و پایین مقطع دیوار محاسبه می‌نماید.

بالای دیوار

$$P_{left-top} = \frac{P_{u-top}}{2} + \frac{M_{u-top}}{(L_p - 0.5B_{1-left} - 0.5B_{1-right})}$$

$$P_{right-top} = \frac{P_{u-top}}{2} - \frac{M_{u-top}}{(L_p - 0.5B_{1-left} - 0.5B_{1-right})}$$

یکی از نیروهای بالا کششی و دیگری فشاری است. در صورت کششی بودن با صرف نظر از مقاومت کششی بتن سطح مقطع میلگرد برابر است با:

$$A_{st} = \frac{P}{\phi_b f_y}$$

پایین دیوار

صفحه ۴۰۲ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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

سطح مقطع فولاد فشاری A_{sc} برابر است با:

$$Abs(P) = P_{\max - Factor} \phi_c (0.85 f'_c (A_g - A_{sc}) + f_y A_{sc})$$

$$\Rightarrow A_{sc} = \frac{\frac{Abs(P)}{P_{\max - Factor} \phi_c} - 0.85 f'_c A_g}{f_y - 0.85 f'_c}$$

در این رابطه به جای P مقدار نیروی فشاری P_{left} یا P_{right} قرار داده می‌شود.

09	Phi (Tension Controlled)	←	0.9
10	Phi (Compression Controlled)	←	0.65
11	Phi (Shear and/or Torsion)		0.75
12	Phi (Shear Seismic)		0.6
13	Pmax Factor	←	0.8

در صورتی که مساحت آرماتورهای بدست آمده از درصد معرفی شده توسط کاربر کمتر بود مورد قبل بوده در غیراینصورت برنامه $t/2$ به عضو لبه‌ای اضافه می‌کند و محاسبات تکرار می‌شود.

در شرایط ۲، اندازه عضو لبه ثابت در نظر گرفته شده و برنامه آن را اصلاح نمی‌کند.

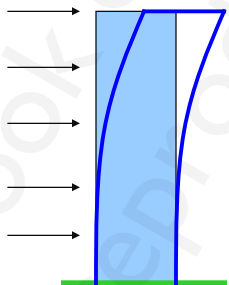
صفحه ۴۰۳ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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

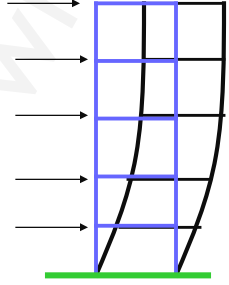
رفتار دیوار برشی و قاب

رفتار دیوار برشی، بصورت خمشی و رفتار قاب خمشی بصورت برشی است!

تنها دیوارهای کوتاه (نسبت ارتفاع به طول کمتر از ۲) برش در آنها حاکم است.



Shear Wall Behavior



Frame Behavior

صفحه ۴۰۴ 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 دو رفتار سبب ایجاد اندرکنشی بین قاب و دیوار می‌شود.

اندرکنش

صفحه ۴۰۵ 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 ضابطه ۲۵٪ برای قاب‌های دوگانه

طبق استاندارد ۲۸۰۰ برای این سیستم داریم:

نوعی سیستم سازه‌ای است که در آن:

الف- بارهای قائم عمدتاً توسط قاب‌های ساختمانی تحمل می‌شوند.

ب- مقاومت در برابر بارهای جانبی توسط مجموعه‌ای از دیوارهای برشی یا قاب‌های مهاربندی‌شده همراه با مجموعه‌ای از قاب‌های خمشی تأمین می‌شود. سهم برشگیری هر یک از دو مجموعه با توجه به سختی جانبی و اندرکنش آن دو، در تمام طبقات، تعیین می‌گردد.

پ- قاب‌های خمشی باید مستقلاً قادر به تحمل حداقل ۲۵ درصد نیروهای جانبی در تراز پایه و دیوارهای برشی یا قاب‌های مهاربندی‌شده باید مستقلاً قادر به تحمل حداقل ۵۰ درصد نیروهای جانبی در تراز پایه باشند.

صفحه ۴۰۶ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission



WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

طبق آیین نامه ASCE7-16 داریم:

12.2.5.1 Dual System. For a dual system, the moment frames shall be capable of resisting at least 25% of the design seismic forces. The total seismic force resistance is to be provided by the combination of the moment frames and the shear walls or braced frames in proportion to their rigidities.

در ۲۸۰۰ گفته شده قاب ها «مستقلاً» قادر به تحمل ۲۵٪ بارهای جانبی باشند ولی در ASCE7 عبارت «مستقلاً» بیان نشده است. بیان ۲۸۰۰ تا حدود بیشتری برگرفته از UBC97 است:

1629.6.5 Dual system. A structural system with the following features:

1. An essentially complete space frame that provides support for gravity loads.
2. Resistance to lateral load is provided by shear walls or braced frames and moment-resisting frames (SMRF, IMRF, MMRWF or steel OMRF). The moment-resisting frames shall be designed to independently resist at least 25 percent of the design base shear.
3. The two systems shall be designed to resist the total design base shear in proportion to their relative rigidities considering the interaction of the dual system at all levels.

صفحه ۴۰۷ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

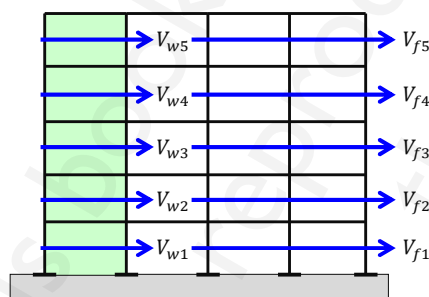


WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

روش کنترل ضابطه ۲۵٪ در برنامه ETABS

ابتدا لازم است سهم قاب و دیوار به طور مجزا در طبقات بررسی شود تا مشخص گردد در کدام طبقات، سهم قاب از برش زلزله‌ای طبقه، کمتر از ۲۵ درصد می‌باشد.

در طبقاتی که سهم قاب بیش از ۲۵٪ برش طبقه باشد می‌توان اطمینان حاصل نمود که قاب، قادر به تحمل ۲۵٪ برش زلزله طبقه می‌باشد و لذا قاب در آن طبقه و در امتداد مورد نظر، الزام سیستم‌های دوگانه را ا قناع نموده است.



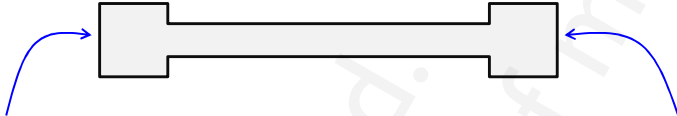
در این بررسی سهم باربری هر یک از اجزا بررسی می‌شود.

به هر حال، طراح می‌تواند به شیوه‌های مختلف، سهم قاب از برش طبقه در هر امتداد را محاسبه نماید.

صفحه ۴۰۸ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

در دیوارهای برشی دمبلی شکل که دارای ستونهای مرزی در دو انتهای خود می باشند، این ستونهای مرزی در امتداد صفحه دیوار، بخشی از دیوار برشی محسوب گشته و برش آنها از زلزله طبقه به عنوان برش سهم قاب لحاظ نمی گردد. از این رو، در فرآیند طراحی قاب تحت ۲۵ درصد برش طبقه نیز نباید این ستونهای مرزی طراحی شوند. متذکر می گردد ستونهای مرزی در دیوارهای دمبلی شکل لزوماً المانهای مرزی دیوار نمی باشند.



این ستون لبه، بخشی از دیوار برشی است و نباید سهمیه آنها از بار جانبی برای قاب لحاظ گردد.

- در بررسی سهم ۲۵٪ بارهای جانبی اگر تحلیل طیفی هم برای طراحی استفاده شده باشد، حتماً باید از تحلیل استاتیکی استفاده شود. در این حالت جهت توزیع برش پایه می توان از توزیع به روش استاتیکی معادل و یا توزیع برش حاصل از تحلیل دینامیکی طیفی مدل اصلی استفاده نمود. البته در صورت استفاده از روش اول (روش مستقیم) می توان از هر تحلیلی استفاده نمود.

- متذکر می گردد در صورتی که توزیع به روش استاتیکی معادل انجام می شود لازم است ضریب K بر اساس زمان تناوب اصلی نوسان مربوط به سازه اصلی تعیین شود.

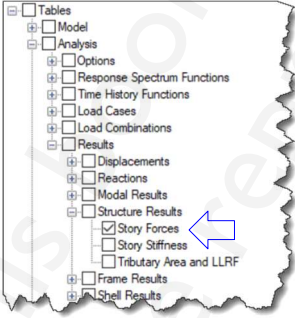
This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission صفحه ۴۰۹

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

روش اول (افزایش نیروی زلزله در مدل بدون حذف دیوارها):

در این روش، سختی دیوارها حذف نشده و بعبارتی هیچ گونه تغییری در سختی آنها صورت نمی گیرد. بدین صورت که با حفظ سختی دیوارها، نیروی جانبی طبقه مورد نظر تا آنجا افزایش داده می شود که برش سهم قاب در این مدل، برابر با ۲۵ درصد برش طبقه در مدل اصلی شود. اگر فرض شود سهم قاب از برش زلزله در طبقه a_p درصد باشد، برای طراحی مجدد اعضای قاب در آن طبقه لازم است نیروهای زلزله در ضریب $25/a_p$ ضرب شوند. نظر به آنکه سهم قاب از برش طبقه در طبقات مختلف متفاوت است لازم است به ازای a_p هر طبقه، هر بار، نیروهای زلزله در ضریب $25/a_p$ آن طبقه ضرب شود و اعضای قاب در همان طبقه طراحی مجدد شوند و یا بدلیل زمان بر بودن این کار، بحرانی ترین طبقه که دارای کوچکترین a_p می باشد، مینا قرار گرفته و طراحی قاب در کلیه طبقاتی که ضابطه ۲۵ درصد را اقلانص کرده اند، تحت ضریب $25/a_p$ مربوط به طبقه بحرانی انجام شود.

۱) ابتدا برش کل طبقه در برنامه خوانده شود (V_{total}). برای این منظور از مسیر **Display menu > Show Tables** اقدام نمایید:



This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission صفحه ۴۱۰

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

Story	Load Case/Combo	Location	P kgf	VX kgf	VY kgf
Story4	E	Bottom	0	-42092.8529	0
Story3	E	Bottom	0	-75329.1061	0
Story2	E	Bottom	0	-97496.6083	0
Story1	E	Bottom	0	-108565.3594	0

۲) سهم برش ستون‌های طبقه مورد نظر نیز تحت بار جانبی (V_{frame}) از نرم افزار استخراج گردد. توجه شود که ستون‌های متصل به دیوار جزئی از دیوار محسوب می‌شوند و نباید در محاسبه V_{frame} منظور شوند. برای این منظور می‌توانید ستون‌های هر طبقه را انتخاب و از مسیر Assign menu > Assign Objects to Groups ستون‌های هر طبقه را در یک گروه قرار دهید. بعد از تحلیل سهم باربری اعضای قرار گرفته در گروه را بدست آورید. حال از مسیر Define menu > Section Cuts و کلیک بر روی Add Section Cut یک گروه ایجاد شده در گام قبل را در بخش Section Cut Defined By انتخاب نمایید. برای هر یک از گروه‌های انتخاب شده، مقاطع برش جداگانه به این روش ایجاد شده و بعد از تحلیل مدل، از مسیر Display menu > Show Tables مقدار نیرو در مقاطع برش تعریف شده را مشاهده و در نهایت مقدار سهم برش رسیده به قاب‌ها را با ۲۵٪ برش آن طبقه مقایسه نمایید. توجه شود، در صورت وجود ستون سرکله، این المان بایستی بخشی از گروه دیوارها تعریف شود.

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

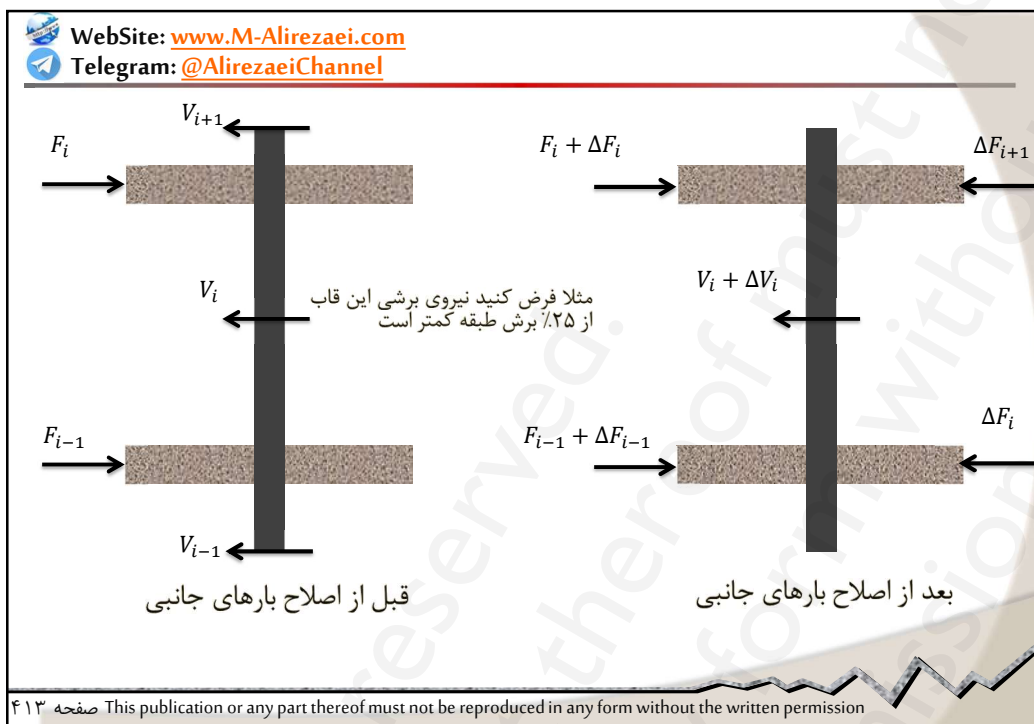
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

۳) در صورتی که $\frac{V_{fram}}{V_{total}} \geq 0.25$ باشد، می‌توان قبول کرد که قاب برای ۲۵ درصد برش ناشی از زلزله طراحی و کنترل شده است.

۴) در صورتی که $a = \frac{V_{fram}}{V_{total}} < 0.25$ باشد، می‌توان ضریب زلزله را از E به $E \left(\frac{0.25}{a}\right)$ افزایش داد و فقط کفایت اعضای قاب "طبقه مورد نظر" را کنترل نمود.

۵) مراحل ۱ الی ۴ را باید برای تمامی طبقاتی که نسبت $\alpha < 0.25$ می‌باشد، تکرار شود. منتها جهت سهولت در کنترل می‌توان طبقات مورد نظر را بر اساس بزرگترین مقدار $\frac{0.25}{\alpha}$ حاصل در طبقات بررسی نمود. هنگامی که نیروهای جانبی در یک طبقه اضافه شوند، در نتیجه در طبقات زیرین نیز اثر می‌گذارند، بنابراین اگر نیروها را مستقلاً افزایش دهیم، نتایج محافظه کارانه خواهد بود. بنابراین باید نیروهای جانبی هر طبقه را به سقف نیروهای لازم رسانده و جهت خنثی نمودن اثر این نیرو در طبقات زیرین از یک نیروی مخالف در پای آن طبقه استفاده کرد.

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



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

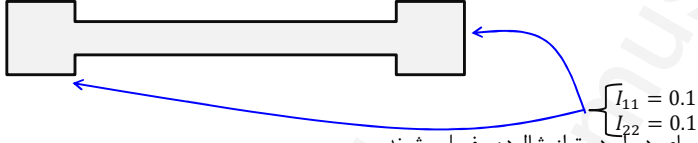
روش دوم (حذف سختی خمشی و برشی دیوارها): در این روش، باربری محوری دیوارها حفظ گردیده و لذا در دیوارهای غیر دمبلی که فاقد ستون‌های مرزی در دو انتهای دیوار هستند، مشکلی از بابت باربری ثقلی ایجاد نشده و نیاز به تمهیدات اضافی جهت تأمین باربری ثقلی در مدل نخواهد بود. جزئیات کار در این روش به شرح زیر می‌باشد:

۱- برای کلیه دیوارها در کلیه طبقات، ضریب اصلاح سختی خمشی برشی یا همان گزینه f_{12} در المان‌های دیوار، برابر صفر معرفی شود. همچنین ضرایب اصلاح سختی خمشی مربوط به گزینه m_{11} , m_{22} و m_{12} برابر با 0.001 معرفی شود. ضرایب اصلاح مربوط به f_{11} و f_{22} بدون تغییر و برابر همان مقادیر موجود در مدل اصلی باقی می‌مانند.

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](https://t.me/AlirezaeiChannel)

۲- در خصوص دیوارهای برشی دمبلی شکل که دارای ستون‌های مرزی در دو انتهای خود می‌باشند، ضرایب اصلاح سختی خمشی این ستون‌های مرزی (I22 و I33) عدد کوچکی نظیر 0.1 معرفی شود تا میزان مشارکت آنها در باربری جانبی به حداقل برسد.



۳- گره‌های اتصال پای دیوار در تراز شالوده مفصلی شوند.

۴- لازم است نیروهای زلزله‌ای وارد بر سازه، به ۲۵ درصد نیروهای زلزله مدل اصلی کاهش یابند لیکن، با توجه به آنکه علیرغم کاهش سختی دیوارها، کماکان بخشی از نیروی جانبی هر طبقه توسط دیوارها جذب می‌شود مقتضی است با معلوم بودن سهم دیوارها و قاب از برش هر طبقه، بجای ۲۵ درصد نیروهای زلزله، از مقدار بزرگتری استفاده شود تا اطمینان حاصل گردد سهم قاب، حداقل ۲۵ درصد شده است. همانطور که پیشتر اشاره شد، سهم ستون‌های مرزی در دیوارهای دمبلی به‌عنوان بخشی از سهم دیوار محسوب می‌گردد و نباید به‌عنوان سهم قاب در نظر گرفته شود. نهایتاً، اعضای قاب در طبقاتی که ضابطه ۲۵ درصد را اقلان نکرده‌اند تحت نیروهای زلزله به شرح بند ۴ بررسی و در صورت لزوم طراحی مجدد شوند.

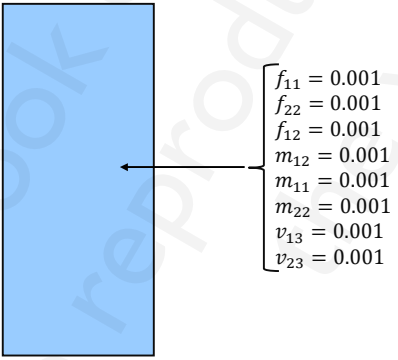
صفحه ۴۱۵ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

روش سوم (حذف کلیه سختی‌های دیوارها):

در این روش جهت حذف باربری جانبی دیوار، کلیه سختی‌های دیوارها کاهش داده می‌شوند. لذا در خصوص دیوارهای غیر دمبلی که فاقد ستون‌های مرزی در دو انتهای دیوار هستند لازم است بابت برطرف نمودن مشکل باربری ثقلی آنها تمهیداتی لحاظ گردد. جزئیات کار در این روش به شرح زیر می‌باشد:

۱- برای کلیه دیوارها در کلیه طبقات، کلیه ضرایب اصلاح سختی (f_{11} , f_{22} , f_{12} , m_{11} , m_{22} , m_{12} , v_{13} و v_{23}) برابر با 0.001 معرفی شوند.



$f_{11} = 0.001$
 $f_{22} = 0.001$
 $f_{12} = 0.001$
 $m_{12} = 0.001$
 $m_{11} = 0.001$
 $m_{22} = 0.001$
 $v_{13} = 0.001$
 $v_{23} = 0.001$

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](https://t.me/AlirezaeiChannel)

۲- در دیوارهای برشی دمبلی شکل که دارای ستون‌های مرزی در دو انتهای خود می‌باشند، ضرایب اصلاح سختی خمشی این ستون‌های مرزی (I22 و I33) مشابه با ستون‌های قاب معرفی گردد. در دیوارهای غیر دمبلی که فاقد ستون‌های مرزی در دو انتهای دیوار هستند، ستون‌هایی با ابعاد جان دیوار مدل شود. ضرایب اصلاح سختی خمشی این ستون‌های فرضی (I22 و I33) نیز مشابه با ستون‌های قاب معرفی گردد. آرماتور موجود در این ستون‌های فرضی حائز اهمیت نمی‌باشد چراکه قرار نیست این ستون‌های فرضی در فرآیند طراحی قاب، طراحی شوند.

۳- لازم است نیروهای زلزله وارد بر سازه، به ۲۵ درصد نیروهای زلزله مدل اصلی کاهش یابند لیکن، با توجه به آنکه علیرغم کاهش سختی دیوارها، کماکان بخشی از نیروی جانبی هر طبقه توسط آن‌ها جذب می‌شود. مقتضی است با معلوم بودن سهم دیوارها و قاب از برش هر طبقه، بجای ۲۵ درصد نیروهای زلزله، از مقدار بزرگتری استفاده شود تا اطمینان حاصل گردد سهم قاب، حداقل ۲۵ درصد شده است. همانطور که پیشتر اشاره شد سهم ستون‌های مرزی در دیوارهای دمبلی و نیز ستون‌های فرضی مدل شده در دو انتهای دیوارهای غیر دمبلی (موضوع بند ۲) به‌عنوان بخشی از سهم دیوار محسوب می‌گردد و نباید به‌عنوان سهم قاب در نظر گرفته شود.

نهایتاً، اعضای قاب در طبقاتی که ضابطه ۲۵ درصد را اقلان نکرده‌اند، تحت نیروهای زلزله به شرح بند ۳ بررسی و در صورت لزوم طراحی مجدد شوند.

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



WebSite: www.M-Alirezaei.com

Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

روش چهارم (تبدیل دیوار به ستون معادل و حذف سختی جانبی آن):

در این روش، دیوارها در قالب المان Frame و به‌صورت یک ستون فرضی معادل با مقطع دیوار مدل می‌شوند. سپس مشارکت آن‌ها از باربری جانبی حذف می‌گردد، لیکن این ستون‌های معادل قادر به تحمل بارهای ثقلی (به صورت محوری) خواهند بود. جزئیات این روش به شرح زیر است:

۱- به‌ازای هر دیوار، یک مقطع ستون، مشابه با مقطع دیوار معرفی شود.

۲- تیرهایی با وزن صفر و سختی بالا (Rigid Beam) تعریف شود.

۳- در کلیه طبقات، دیوارها از مدل حذف شده و به‌جای هر دیوار، ستون معادل نظیر با آن مدل می‌شود. لازم است این ستون‌های معادل، به‌صورت دو سر مفصل مدل شوند تا در باربری جانبی مشارکت نداشته باشند. توجه شود که وزن ستونهای معادل نباید صفر شود تا تأثیر وزنی دیوارها در مدل باقی بماند.

۴- ستونهای معادل، توسط تیرهای با سختی بالا (Rigid Beam) که در بند ۲ معرفی شده‌اند، در طول دهانه دیوار، به سازه متصل شوند. این تیرهای صلب در تمامی طبقات به‌صورت دو سر مفصل مدل شوند.

۵- در دیوارهای برشی دمبلی شکل که دارای ستون‌های مرزی در دو انتهای خود می‌باشند، این ستون‌های مرزی حذف نشده و ضرایب اصلاح سختی آن‌ها مشابه با ستون‌های قاب معرفی گردد. درخصوص دیوارهای غیر دمبلی که فاقد ستون‌های مرزی در دو انتهای دیوار هستند، ستون‌هایی با ابعاد معادل جان دیوار هستند مدل شود و ضرایب اصلاح سختی آن‌ها نیز مشابه با ستون‌های قاب معرفی گردد. آرماتور موجود در این ستون‌های فرضی حائز اهمیت نمی‌باشد چرا که قرار نیست این ستون‌های فرضی در فرآیند طراحی قاب، طراحی شوند.

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

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

۶- لازم است نیروهای زلزله وارد بر سازه، به ۲۵ درصد نیروهای زلزله مدل اصلی کاهش یابند لیکن، با توجه به آنکه علیرغم حذف سختی دیوارها، کماکان بخشی از نیروی جانبی هر طبقه توسط ستون‌های مرزی یا فرضی مدل شده در دو انتهای دیوارها (موضوع مشروح در بند ۴) جذب می‌شود، مقتضی است با معلوم بودن سهم این ستون‌ها و قاب از برش هر طبقه، بجای ۲۵ درصد نیروهای زلزله، از مقدار بزرگتری استفاده شود تا اطمینان حاصل گردد سهم قاب، حداقل ۲۵ درصد شده است.

نهایتاً، اعضای قاب در طبقاتی که ضابطه ۲۵ درصد را اقلان نکرده‌اند، تحت نیروهای زلزله به شرح بند ۵ بررسی و در صورت لزوم طراحی مجدد شوند.

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission صفحه ۴۱۹

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

سایر نکات:

- ۱- در مدل ۲۵ درصد، لحاظ نمودن اثر ۳۰ درصدی زلزله راستای متعامد و استفاده از ترکیب‌بازهای مربوطه ضرورت ندارد.
- ۲- در مدل ۲۵ درصد، نیازی به کنترل تغییر مکان‌های جانبی نسبی طبقات نمی‌باشد.
- ۳- در مدل ۲۵ درصد، نیازی به بررسی نامنظمی پیچشی و اعمال ضریب تشدید پیچش تصادفی نمی‌باشد.
- ۴- در مدل ۲۵ درصد، نیازی به لحاظ نمودن اثر P-Delta نمی‌باشد.
- ۵- در صورتی که در راستای سیستم دوگانه، سازه اصلی، مشمول اعمال ضریب نامعینی شده باشد لازم است اثر این ضریب در مدل ۲۵ درصد نیز برای آن راستا در نظر گرفته شود.

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission صفحه ۴۲۰

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

پیکربندی دیوارها در پلان

برای عملکرد بهتر دیوارها، در محیط سازه در نظر گرفته شوند تا بازوی پیچشی آنها حداکثر شود.

پیکربندی‌های ناپایدار

پیکربندی‌های پایدار

- اگر دیوار برشی را از روی لبه به سمت داخل پلان حرکت دهیم، سهم بارگیر ثقلی آنها بیشتر شده و این به کاهش نیروهای برکنش پی کمک می‌کند ولیکن بازوی پیچشی پلان را کم می‌کند.

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

توزیع نیروی جانبی بین دیوارهای برشی

در صورتی که سقف صلب باشد، نیروی جانبی به نسبت سختی المان‌ها بین آنها توزیع می‌شود. در صورتی که نیروی برش طبقه در جهت X و Y به ترتیب F_x و F_y باشد، سهمیه نیروی هر دیوار برابر است با:

$$F_{ix} = F'_{ix} \pm F''_{ix}$$

$$F_{iy} = F'_{iy} \pm F''_{iy}$$

که در آن،

- F'_{ix} : سهمیه نیروی رسیده به دیوار آام، تحت جابجایی طبقه در جهت X
- F'_{iy} : سهمیه نیروی رسیده به دیوار آام، تحت جابجایی طبقه در جهت Y
- F''_{ix} : سهمیه نیروی رسیده به دیوار آام، تحت پیچش طبقه در جهت X
- F''_{iy} : سهمیه نیروی رسیده به دیوار آام، تحت پیچش طبقه در جهت Y

F_{ix} و F_{iy} : به ترتیب نیروی جذب شده توسط دیوار آام در جهت X و Y است.

نیروی رسیده به هر دیوار ناشی از جابجایی انتقالی در جهت X و Y بصورت زیر تعیین می‌شود.

$$F'_{ix} = \frac{F_x I_{iy}}{\sum I_{iy}}$$

$$F'_{iy} = \frac{F_y I_{ix}}{\sum I_{ix}}$$

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

که در آن F_x کل نیروی جانبی رسیده به طبقه در جهت X و F_y کل نیروی جانبی رسیده به طبقه در جهت Y است. همچنین I_{ix} و I_{iy} به ترتیب ممان اینرسی مقطع دیوار آام حول محور X و Y است.

نیروی رسیده به دیوار آام به سبب پیچش در امتداد محور X و Y برابر است با:

$$F''_{ix} = \frac{(F_x e_y \pm \text{accidental torsion}) y_i I_{iy}}{\sum (x_i^2 I_{ix} + y_i^2 I_{iy})}$$

$$F''_{iy} = \frac{(F_y e_x \pm \text{accidental torsion}) x_i I_{ix}}{\sum (x_i^2 I_{ix} + y_i^2 I_{iy})}$$

که در رابطه اخیر، x_i مقدار فاصله دیوار آام در امتداد محور X نسبت به مرکز سختی C.R. طبقه است. همچنین y_i مقدار فاصله دیوار آام در امتداد محور Y نسبت به مرکز سختی C.R. طبقه است.

مقدار e_x و e_y برابر فاصله بین مرکز جرم و مرکز سختی در امتداد X و Y است.

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

مثال) یک ساختمان هفت طبقه مطابق شکل در نظر بگیرید. این سازه دارای هشت دیوار به طول هر یک ۳ متر و ضخامت ۲۰ سانتیمتر است. مقدار نیروی رسیده به دیوار G را تعیین نمایید.

حل: با صرف از ممان اینرسی حول محور ضعیف دیوارها، مقدار ممان اینرسی هر از دیوارها حول محور Y برابر است با:

$$I_{Ay} = I_{By} = I_{Cy} = I_{Hy} = \frac{0.2 \times 3^2}{12} = 0.45 \text{ m}^4$$

مجموع ممان اینرسی دیوارها حول محور Y برابر است با:

$$\sum_{i=1}^4 I_{iy} = 0.45(4) = 1.8 \text{ m}^4$$

مقدار ممان اینرسی هر از دیوارها حول محور X برابر است با:

$$I_{Cx} = I_{Dx} = I_{Ex} = I_{Fx} = \frac{0.2 \times 3^2}{12} = 0.45 \text{ m}^4$$

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](https://t.me/AlirezaeiChannel)

مجموع ممان اینرسی دیوارها حول محور X برابر است با:

$$\sum_{i=1}^4 I_{ix} = 0.45(4) = 1.8 \text{ m}^4$$

مختصات مرکز سختی سازه نسبت به مبدا مختصات برابر است با:

$$\bar{y} = \frac{\sum_{i=1}^4 I_{iy} y_i}{\sum_{i=1}^4 I_{iy}} = \frac{0.45 \times 2 \times 18 + 2 \times 0.45 \times 4.5}{1.8} = 11.25 \text{ m}$$

$$\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^4 I_{ix} x_i}{\sum_{i=1}^4 I_{ix}} = \frac{0.45 \times 2 \times 18}{1.8} = 9 \text{ m}$$

بنابراین مقدار خروج از مرکزیت در جهت y برابر است با:

$$e_y = 11.25 - 9.0 = 2.25 \text{ m}$$

مقدار خروج از مرکزیت در جهت x برابر است با:

$$e_x = 9.0 - 9.0 = 0 \text{ m}$$

مقدار پیچش ایجاد شده به واسطه خروج از مرکزیت e_y برابر $T_1 = 2.25F_x$ است.

مقدار پیچش ایجاد شده به واسطه خروج از مرکزیت تصادفی برابر $T_2 = F_x(0.05)(18) = 0.9F_x$ است. بنابراین کل پیچش برابر است با:

$$Total \text{ torsion}, T_1 \pm T_2 = (2.25F_x \pm 0.9F_x)$$

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](https://t.me/AlirezaeiChannel)

$$F'_{ix} = \frac{F_x I_{iy}}{\sum I_{iy}}$$

$$F'_{Ax} = F'_{Bx} = F'_{Gx} = F'_{Hx} = \frac{0.45F_x}{18} = 0.25F_x$$

$$F''_{ix} = \frac{(T_1 \pm T_2) y_i I_{iy}}{\sum (x_i^2 I_{ix} + y_i^2 I_{iy})}$$

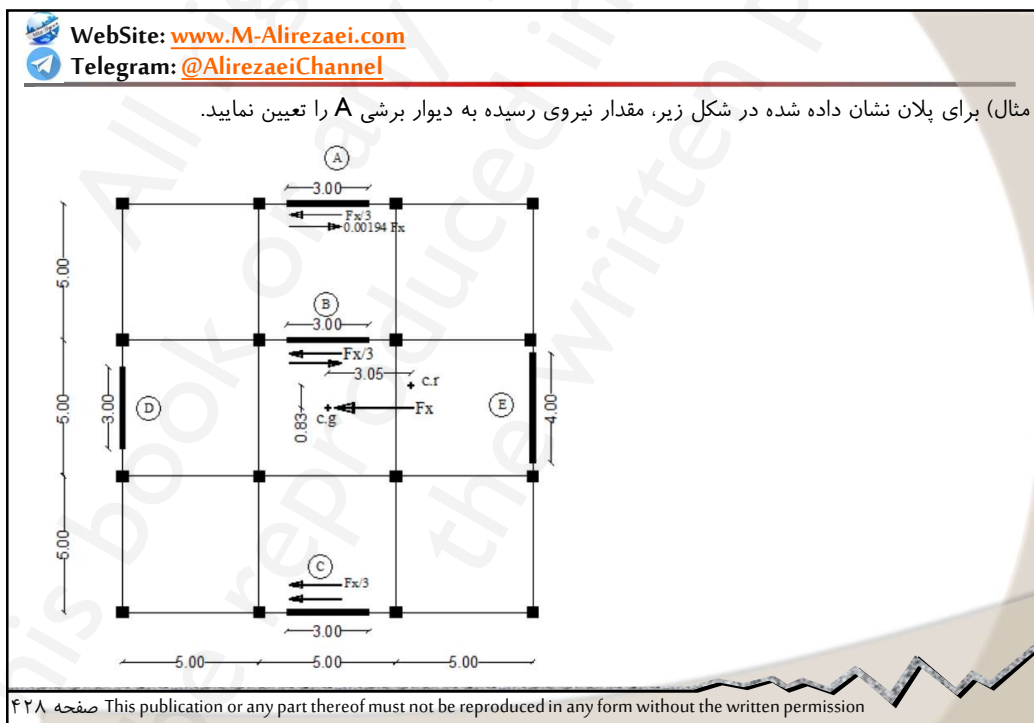
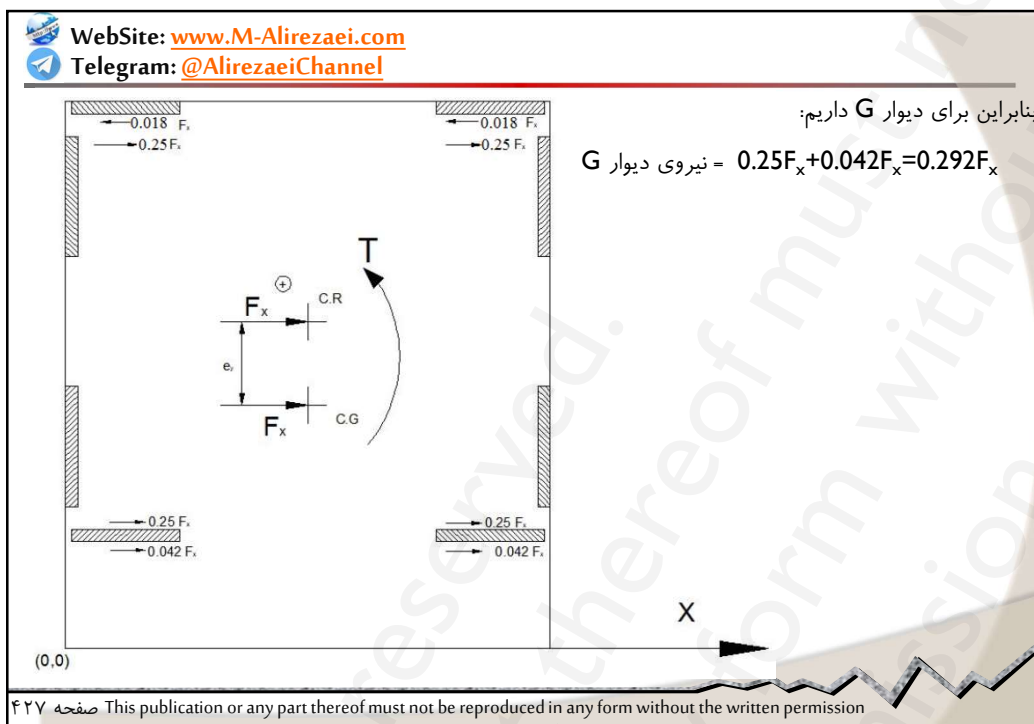
$$F''_{Ax} = F''_{Bx} = F''_{Gx} = F''_{Hx} = \frac{(2.25F_x \pm 0.9F_x)(6.75)(0.45)}{2(0.45)(6.75)^2 + 2(0.45)(6.75)^2 + 2(0.45)(9)^2 + 2(0.45)(9)^2}$$

$$= 0.0133(2.25F_x \pm 0.9F_x)$$

برای دیوار A و B $= 0.018F_x$

برای دیوار G و H $= 0.042F_x$

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](https://t.me/AlirezaeiChannel)

$$I_{Dx} = \frac{0.2 \times 3^2}{12} = 0.45 \text{ m}^4$$

$$I_{Ex} = \frac{0.2 \times 4^2}{12} = 1.067 \text{ m}^4$$

$$\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^2 I_{ix} x_i}{\sum_{i=1}^2 I_{ix}} = \frac{0 + 1.067(15)}{0.45 + 1.067} = 10.55 \text{ m}$$

$$e_x = 10.55 - 7.5 = 3.05 \text{ m}$$

$$I_{Ay} = I_{By} = I_{Cy} = \frac{0.2 \times 3^2}{12} = 0.45 \text{ m}^4$$

$$\bar{y} = \frac{\sum_{i=1}^3 I_{iy} y_i}{\sum_{i=1}^3 I_{iy}} = \frac{0 + 0.45 \times 10 + 0.45 \times 15}{3 \times 0.45} = 8.33 \text{ m}$$

$$e_y = 8.33 - 7.5 = 0.83 \text{ m}$$

صفحه ۴۲۹ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

 WebSite: www.M-Alirezaei.com
 Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

$$F_{Ax} = F'_{Ax} \pm F''_{Ax}$$

$$F'_{Ax} = \frac{0.45}{3 \times 0.45} F_x = 0.333 F_x$$

$$F''_{Ax} = \frac{(T) y_i I_{Ay}}{\sum (x_i^2 I_{ix} + y_i^2 I_{iy})}$$

$$= \frac{(T)(6.75)(0.45)}{(0.45)(10.55)^2 + (1.067)(4.45)^2 + (0.45)(8.33)^2 + (0.45)(1.67)^2 + (0.45)(6.67)^2}$$

$$= 0.02426T$$

Maximum eccentricity = $0.83 + 0.05(15) = 1.58 \text{ m}$

Minimum eccentricity = $0.83 - 0.05(15) = 0.08 \text{ m}$

$$F''_{Ax, \min} = 0.02426(0.08) F_x = 0.00194 F_x$$

$$F_{Ax} = (0.333 - 0.00194) F_x = 0.33 F_x$$

صفحه ۴۳۰ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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

نایبوستگی در ارتفاع

ایجاد نایبوستگی در ارتفاع، سبب ایجاد طبقه نرم یا شدید نرم و یا طبقه ضعیف و یا شدید ضعیف در سازه می‌شود. در استاندارد ۲۸۰۰، جریمه‌های سختی برای این نامنظمی پیش‌بینی شده است و باید از آن دوری نمود (شکل الف). قطع دیوار در یک ارتفاع و عدم ادامه دادن آن توسط آیین‌نامه منعی ندارد ولی این کار سبب ایجاد نامنظمی در ارتفاع شده و جریمه‌هایی به همراه دارد (شکل ب). در صورت تمایل به کاهش ابعاد، بهتر است این کاهش بصورت تدریجی (کاهش طول یا ضخامت) انجام شود. (شکل پ)

(الف) (ب) (پ)

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission صفحه ۴۳۱

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

شالوده دیوار برشی

برای ساختمان‌های کوتاه تا متوسط استفاده از شالوده نواری معمولاً گزینه مناسبی برای زیر دیوار جهت انتقال نیروها است. اگر در زیر دیوارهای برشی، دیوار حائل وجود داشته باشد، سبب پخش بهتر بار می‌شود.

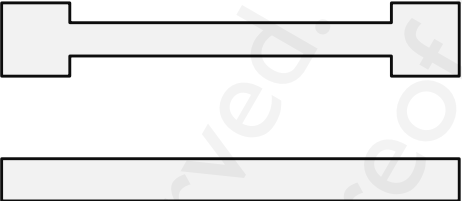
(الف) (ب)

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission صفحه ۴۳۲

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

- آیا همیشه ترسیم یک المان ستون در دو انتهای ستون الزامی است؟

خیر ترسیم ستون در دو انتهای دیوار الزامی نیست ولی وجود این المانها سبب راحتی در مهار آرماتورهای تیرهای عمود بر دیوار میشود. همچنین ظرفیت خمشی دیوارهای دمبلی بیشتر است.



- آیا ستونهای لبه‌ای دو سر دیوار باید مثل یک المان قابی طراحی شود؟

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](https://t.me/AlirezaeiChannel)

حداقل ضخامت دیوار برشی

ویرایش ۹۹ مبحث نهم:

۱-۲-۷-۲۰-۹ در دیوارهای سازه‌ای محدودیت‌های هندسی (الف) و (ب) زیر باید رعایت شوند

الف - ضخامت دیوار نباید کمتر از ۱۵۰ میلی‌متر اختیار شود. (حداقل ۲۵۰ میلیمتر پیشنهاد می‌شود)

ب- در دیوارهایی که در آنها اجزای مرزی مطابق بند ۴-۷-۲۰-۹ به کار گرفته می‌شوند، عرض عضو مرزی نباید کمتر از مقدار مشخص شده در بند ۴-۷-۲۰-۹ پ باشد.

ویرایش ۹۲ مبحث نهم:

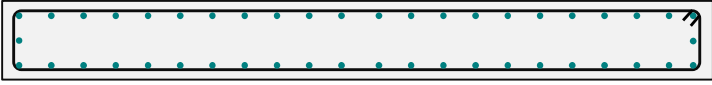
۱-۱-۳-۴-۲۳-۹ در دیوارهای سازه‌ای محدودیت‌های هندسی (الف) و (ب) این بند باید مورد توجه قرار گیرند:

الف - ضخامت دیوار نباید کمتر از ۱۵۰ میلیمتر اختیار شود.

ب- در دیوارهایی که در آنها اجزای مرزی مطابق بند ۳-۳-۴-۲۳-۹ به کار گرفته می‌شود، عرض عضو مرزی نباید کمتر از ۳۰۰ میلیمتر در نظر گرفته شود.

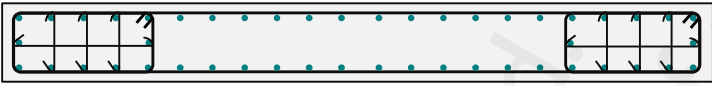
صفحه ۴۳۴ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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



بدون المان مرزی

min 15 cm



با المان مرزی

b

در صورتی که تیر همبسته داشته باشیم، جهت اجرایی شدن طرح، ضخامت دیوار حداقل ۴۰ سانتیمتر در نظر گرفته شود.

$$\begin{cases} \frac{h_w}{l_w} < 2 \\ \text{or} \\ \frac{c}{l_w} < \frac{3}{8} \end{cases} \Rightarrow b \geq \frac{h_u}{16}$$

Recommends $h_u/b \leq 10$ within the intended hinge region

$$\begin{cases} \frac{h_w}{l_w} \geq 2 \\ \text{or} \\ \frac{c}{l_w} \geq \frac{3}{8} \end{cases} \Rightarrow b \geq \max \left\{ \frac{h_u}{16}, 300 \text{ mm} \right\}$$

صفحه ۴۳۵ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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



لاغری المان مرزی که سبب کمانش کلی دیوار شده است:

Wall buckling, 2011 Christchurch earthquake

صفحه ۴۳۶ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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

درصد آرماتورهای قائم و افقی

دیوار برشی در شکل‌های مختلف یکی از سیستم‌های لرزه بر در ساختمان‌های بتنی است. یکی از نکات مهم در طراحی آنها درصد آرماتورهای افقی و قائم توزیع شده در آن است.

ρ_t = ratio of area of distributed transverse reinforcement to gross concrete area perpendicular to that reinforcement

ρ_l = ratio of area of distributed longitudinal reinforcement to gross concrete area perpendicular to that reinforcement

Shear plane, A_{cv}
= web thickness $\times$ length of wall

صفحه ۴۳۷ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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

فاصله آرماتورهای قائم S_1

فاصله آرماتورهای افقی S_2

که در آن d قطر آرماتور قائم است

$$\rho_l = \frac{2 \times \pi \times d^2}{4 \times S_1 \times t}$$

که در آن d قطر آرماتور افقی است

$$\rho_t = \frac{2 \times \pi \times d^2}{4 \times S_2 \times t}$$

- در صورتی که $h_w/l_w < 2$ باشد، دیوار برشی دارای عملکرد برشی بوده و بهتر است فولادگذاری تا حد امکان یکنواخت باشد. در صورتی که این مقدار بزرگتر از ۲ باشد، رفتار دیوار خمشی بوده و بهتر است آرماتورها در گوشه‌ها متمرکز شوند و در بین آنها از آرماتور حداقل استفاده شود.

صفحه ۴۳۸ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

حداقل درصد میلگرد

ویرایش ۹۹ مبحث نهم:

۹-۲۰-۷-۱ در دیوارهای سازه‌ای نسبت سطح مقطع آرماتور به کل مقطع دیوار در هیچ یک از دو امتداد قائم و افقی نباید کمتر از ۰.۰۰۲۵ باشد، مگر آن که نیروی برشی طرح دیوار، V_u از $0.083A_{cv}\lambda\sqrt{f'_c}$ تجاوز نکند، در این حالت برای حداقل میلگرد مورد نیاز افقی در دیوار، باید ضوابط بند ۹-۱۳-۶ رعایت شوند.

ویرایش ۹۲ مبحث نهم:

۹-۲۳-۴-۲-۱ در دیوارهای سازه‌ای نسبت آرماتور در هیچ یک از دو امتداد قائم و افقی نباید کمتر از ۰.۲۵ درصد باشد، مگر آنکه نیروی برشی نهایی موجود در مقطع دیوار از $0.5A_{cv}V_c$ کمتر باشد. در این حالت برای حداقل میلگرد مورد نیاز در دیوار باید ضوابط بند ۹-۱۹-۴ رعایت شود.

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission صفحه ۴۳۹

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

بنابراین طبق ویرایش ۹۹ مبحث نهم داریم:

1) If $V_u \geq 0.083A_{cv}\lambda\sqrt{f'_c} \Rightarrow \rho_l \text{ and } \rho_t \geq 0.0025$
 2) If $V_u < 0.083A_{cv}\lambda\sqrt{f'_c} \Rightarrow$

برای میلگردهای ۱۶ و کمتر در حالتی که $f_y \geq 4200 \text{ kg/cm}^2$ باشد، حداقل آرماتور طولی $\rho_t = 0.0012$ و حداقل آرماتور عرضی $\rho_t = 0.002$
 برای میلگردهای ۱۶ و کمتر در حالتی که $f_y < 4200 \text{ kg/cm}^2$ باشد، حداقل آرماتور طولی $\rho_t = 0.0015$ و حداقل آرماتور عرضی $\rho_t = 0.0025$
 برای میلگردهای بزرگتر از ۱۶ با هر تنش تسلیمی، حداقل آرماتور طولی $\rho_t = 0.0015$ و حداقل آرماتور عرضی $\rho_t = 0.0025$

طبق بند ۹-۲۰-۷-۲ فاصله‌ی مرکز تا مرکز میلگردها از یک دیگر در هر دو امتداد قائم و افقی نباید بیشتر از ۳۵۰ میلی متر اختیار شود. میلگردهایی که از آنها برای تامین V_n استفاده می‌شود، باید به صورت ممتد بوده و در سطح صفحه‌ی برش توزیع شوند.

max 35 cm

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission صفحه ۴۴۰

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

لزوم استفاده از دو شبکه میلگرد در دیوار برشی

ویرایش ۹۹ مبحث نهم:

طبق بند ۳-۳-۷-۲۰-۹، در دیوارهایی که در آنها $V_u > 0.17 A_{cv} \lambda \sqrt{f'_c}$ و یا $\frac{h_w}{l_w} \geq 2.0$ باشد، به کارگیری دو شبکه‌ی میلگرد الزامی است.

- مبحث نهم ضابطه‌ای برای نحوه چیدمان لایه بیرونی ندارد. می‌توان آرماتورهای افقی یا قائم را در لایه بیرونی قرار داد ولی اگر آرماتورهای افقی در لایه بیرونی قرار گیرند، وصله آرماتورهای قائم راحت‌تر انجام می‌شود.

صفحه ۴۴۱ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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

لزوم استفاده سنجاقی در جان دیوار برشی

ویرایش ۹۹ مبحث نهم:

طبق بند ۱-۴-۷-۱۳-۹، در مواردیکه به آرماتورهای طولی برای تامین مقاومت محوری فشاری نیاز است، و سطح مقطع کل آرماتور طولی A_{st} از یک درصد مساحت کل مقطع، $0.01 A_g$ بیشتر است، باید از تنگ‌های عرضی برای مهار آرماتورهای طولی استفاده شود.

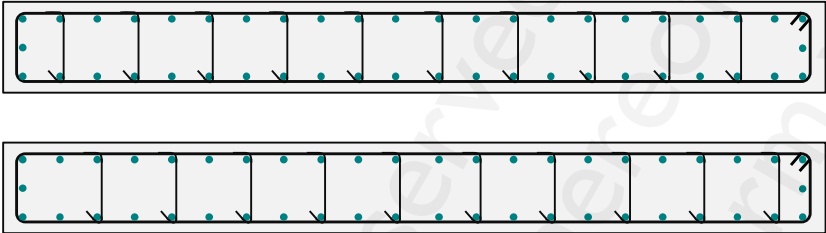
صفحه ۴۴۲ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/@AlirezaeiChannel)

در مبحث نهم گفته نشده این سنجاقی‌ها یکی در میان باشد یا تمام آرماتورهای قائم دارای سنجاقی باشند. دو راهکار:

- ۱- مثل ستون‌ها یکی در میان آرماتورهای طولی دیوار دارای سنجاقی باشند.
- ۲- تمام آرماتورهای طولی دیوار دارای سنجاقی باشند.

توصیه می‌شود اگر از روش اول استفاده می‌شود در ارتفاع دیوار جای مهار شده و مهار نشده آرماتورهای طولی دیوار عوض شوند:



ردیف اول

ردیف دوم

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

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/@AlirezaeiChannel)

طول مؤثر بال دیوارهای متقاطع

ویرایش ۹۹ مبحث نهم: طبق بند ۹-۲۰-۷-۳، در طراحی برای خمش و بارهای محوری در دیوارهای با مقطع U، T و L شکل و سایر اشکال مشابه تشکیل شده از دیوارهای متقاطع، عرض مؤثر بال، اندازه گیری شده از بر جان در هر سمت که در محاسبات به کار برده می‌شود، نباید بیشتر از مقادیر (الف) و (ب) در نظر گرفته شود؛ مگر آن که با تحلیل دقیقتر بتوان مقدار آن را تعیین کرد.

الف- نصف فاصله‌ی بین جان دیوار تا جان دیوار مجاور؛

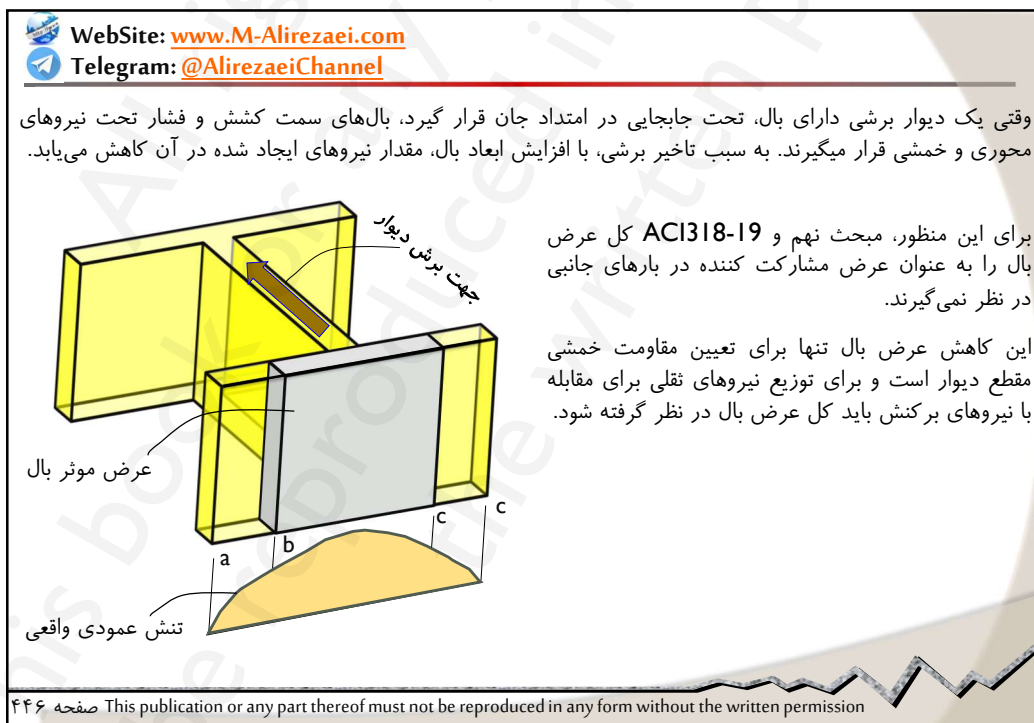
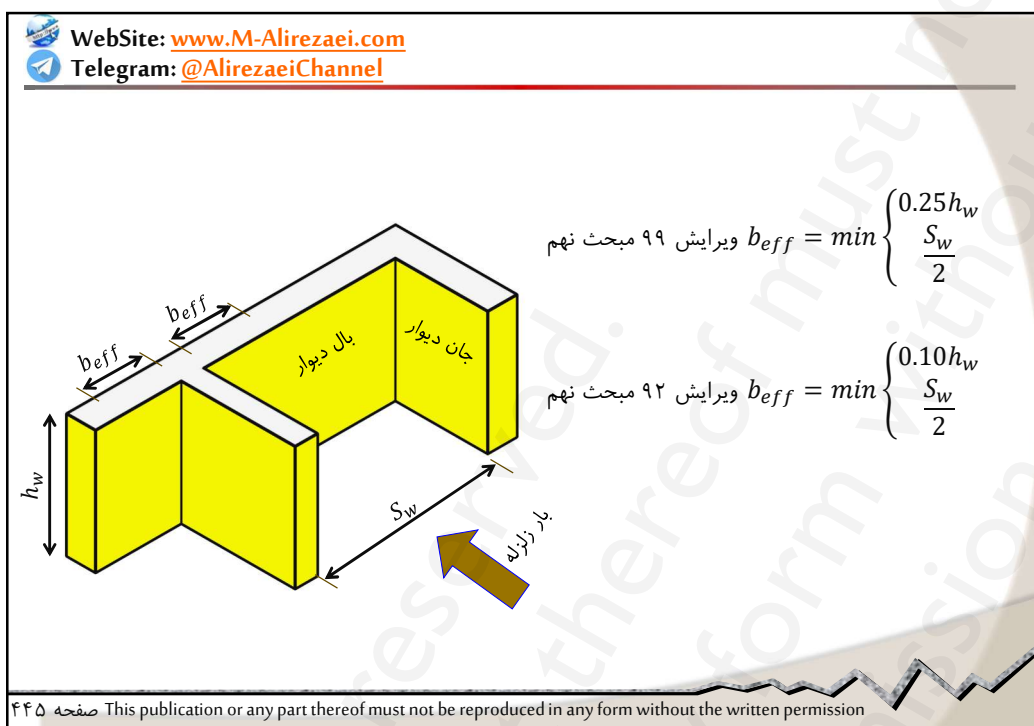
ب- یک چهارم ارتفاع کل دیوار در بالای مقطع مورد نظر آن.

ویرایش ۹۲ مبحث نهم: طبق بند ۹-۲۳-۴-۱-۴، در طراحی دیوارهای با مقطع U و T عرض مؤثر بال، اندازه گیری شده از بر جان در هر سمت، که در محاسبات به کار برده می‌شود نباید بیشتر از مقادیر (الف) و (ب) این بند در نظر گرفته شود، مگر آنکه با تحلیل دقیق تر بتوان مقدار آن را تعیین کرد:

الف- نصف فاصله بین جان دیوار تا جان دیوار مجاور

ب- ده درصد ارتفاع کل دیوار

۴۴۴ 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 وصله پوششی آرماتور قائم نواحی المان‌های مرزی دیوار برشی ویژه

ویرایش ۹۹ مبحث نهم:

طبق بند ۹-۲۰-۷-۳-۴، وصله پوششی دیوار برشی ویژه، برای آرماتورهای طولی در نواحی المان‌های مرزی در مقاطع بحرانی دیوار (پای دیوار) که در آنها در اثر تغییر شکل‌های جانبی، احتمال جاری شدن آرماتورهای طولی وجود دارد، در طولی برابر کمترین دو مقدار ۶۱۰ سانتیمتر و ارتفاع طبقه، h_{sx} ، در بالای مقطع و h زیر مقطع مجاز نیست.

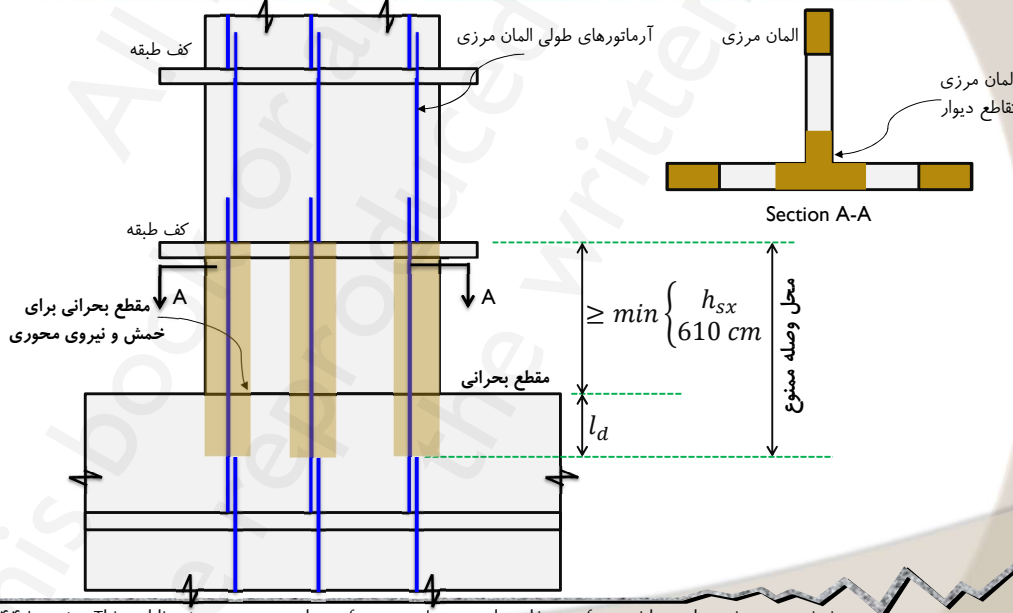
در محلهایی که در اثر تغییر مکان‌های جانبی، احتمال تسلیم آرماتورهای طولی وجود دارد، طول مهار آرماتورها باید ۱.۲۵ برابر طول مهار محاسبه شده برای تسلیم در کشش در نظر گرفته شود.

ویرایش ۹۲ مبحث نهم: توصیه‌ای در این زمینه ندارد.

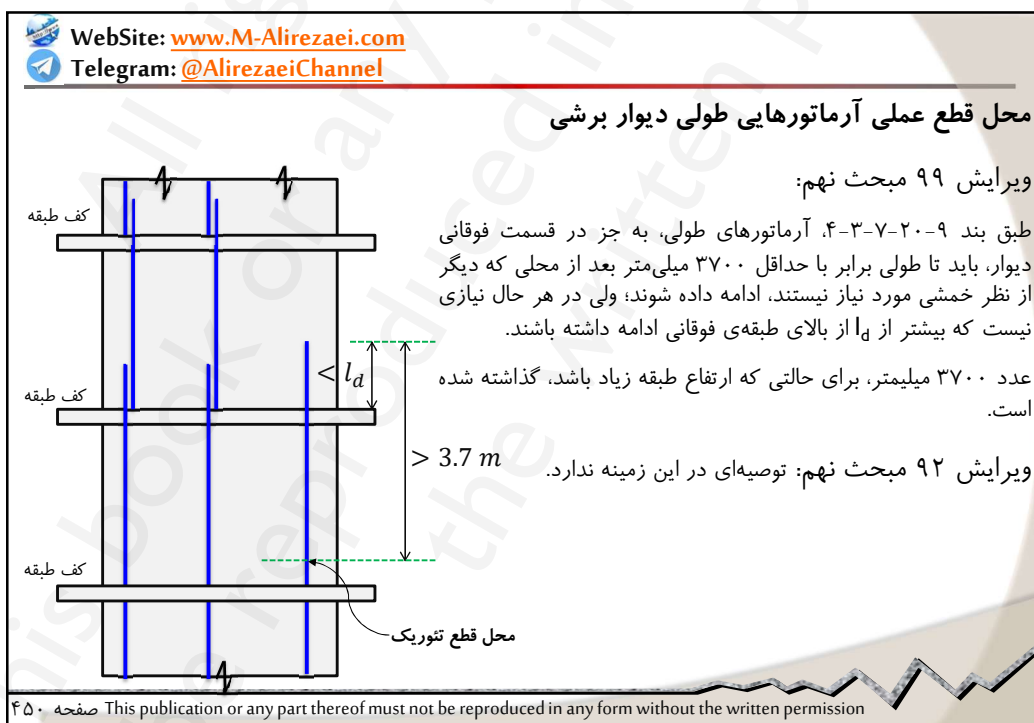
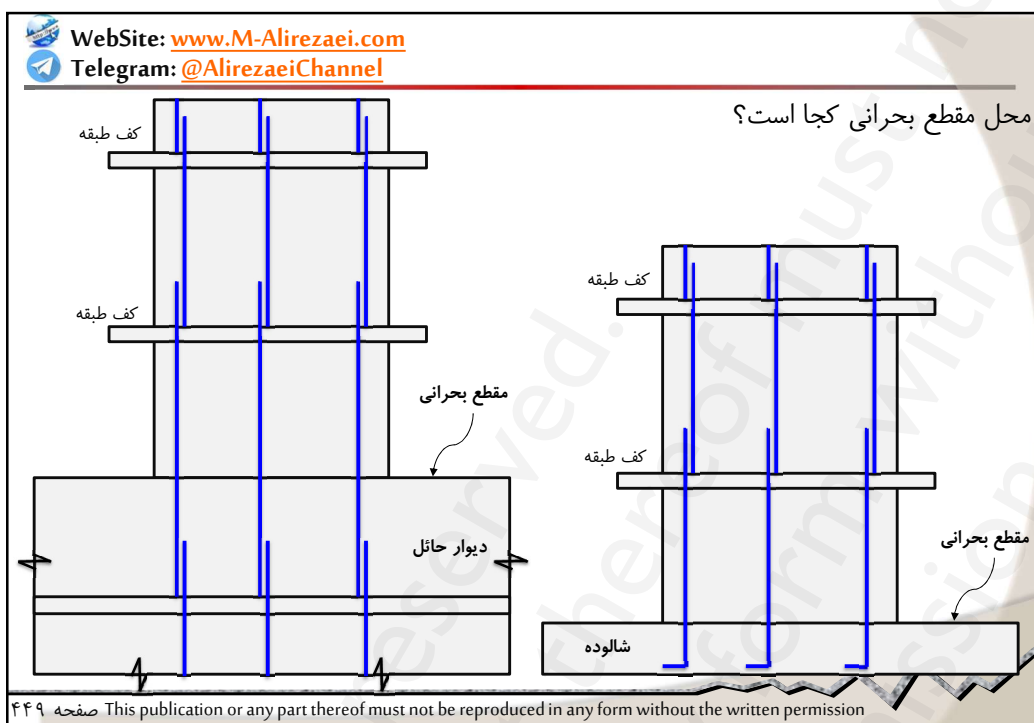


۴۴۷ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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



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

حداقل درصد آرماتور در لبه‌های انتهایی دیوار

ویرایش ۹۹ مبحث نهم:

دیوارها یا دیوار پایه‌هایی که در آنها نسبت $\frac{h_w}{l_w} \geq 2.0$ بوده و از پایین سازه تا بالای دیوار به طور موثر ادامه دارند، و به گونه‌ای طراحی شده‌اند که در آنها یک مقطع بحرانی برای خمش و بارهای محوری موجود باشد، باید دارای آرماتورهای طولی در دو انتهای قطعه‌ی قائم دیوار بوده و شرایط (الف) تا (ت) در آنها رعایت شوند:

الف- درصد حداقل آرماتورهای طولی در ناحیه‌ای در هر انتهای دیوار به طول $0.15l_w$ و عرضی برابر ضخامت دیوار، برابر $0.5\sqrt{f'_c}/f_y$ باشد.

ب- آرماتورهای طولی مورد نیاز بر اساس بند (الف) باید به اندازه‌ی حداقل l_w و یا $\frac{M_u}{3V_u}$ در بالا و پایین مقطع بحرانی دیوار ادامه داشته باشند.

پ- نباید بیشتر از ۵۰٪ آرماتورهای مورد نیاز در بند (الف) در یک مقطع قطع شوند.

ویرایش ۹۲ مبحث نهم: معادل این بند در ویرایش ۹۲ وجود ندارد.

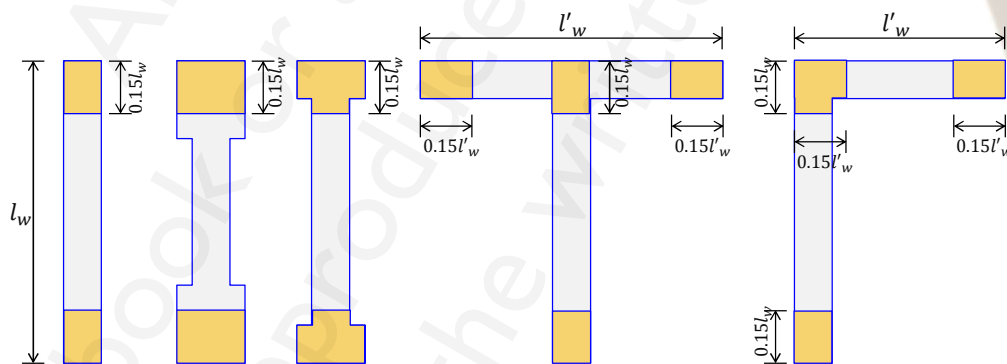
صفحه ۴۵۱ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission



WebSite: www.M-Alirezaei.com

Telegram: @AlirezaeiChannel

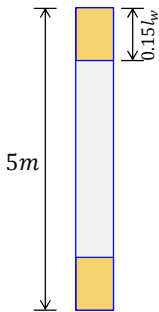
محل آرماتورهای گفته شده در بند قبل برای چند دیوار:



صفحه ۴۵۲ 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 درصد آرماتور در دو انتهای دیوار چقدر باشد؟ بتن از نوع C30 و میلگرد AIII فرض شود.

$$0.15l_w = 0.15 \times 5000 = 750 \text{ mm}$$


$$\rho_{min} = \frac{0.5\sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{0.5\sqrt{30}}{400} = 0.00684$$

صفحه ۴۵۳ 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 درصد آرماتور در دیوار

ویرایش ۹۹ مبحث نهم:

مقداری تعیین نکرده ولی توصیه می‌شود به مانند ستون‌ها حداکثر درصد آرماتور به ۳٪ محدود شود.

ویرایش ۹۲ مبحث نهم: طبق بند ۹-۲۳-۴-۳-۲ نسبت میلگرد قائم در هیچ ناحیه از طول دیوار نباید از چهار درصد بیشتر باشد.

صفحه ۴۵۴ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

طراحی المان مرزی دیوار برشی

بطور کلی دو روش برای تعیین نیاز به المان مرزی در دیوار برشی وجود دارد:

- ۱- براساس کرنش (روش اول): که در این روش براساس جابجایی دیوار المان مرزی تعیین می‌شود.
- ۲- براساس تنش (روش دوم): که در این روش براساس حداکثر تنش ایجاد شده در دورترین تار دیوار المان مرزی تعیین می‌شود.

18.10.6.1 The need for special boundary elements at the edges of structural walls shall be evaluated in accordance with 18.10.6.2 or 18.10.6.3. The requirements of 18.10.6.4 and 18.10.6.5 shall also be satisfied.

براساس کرنش براساس تنش

صفحه ۴۵۵ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

تعیین المان مرزی براساس کرنش:

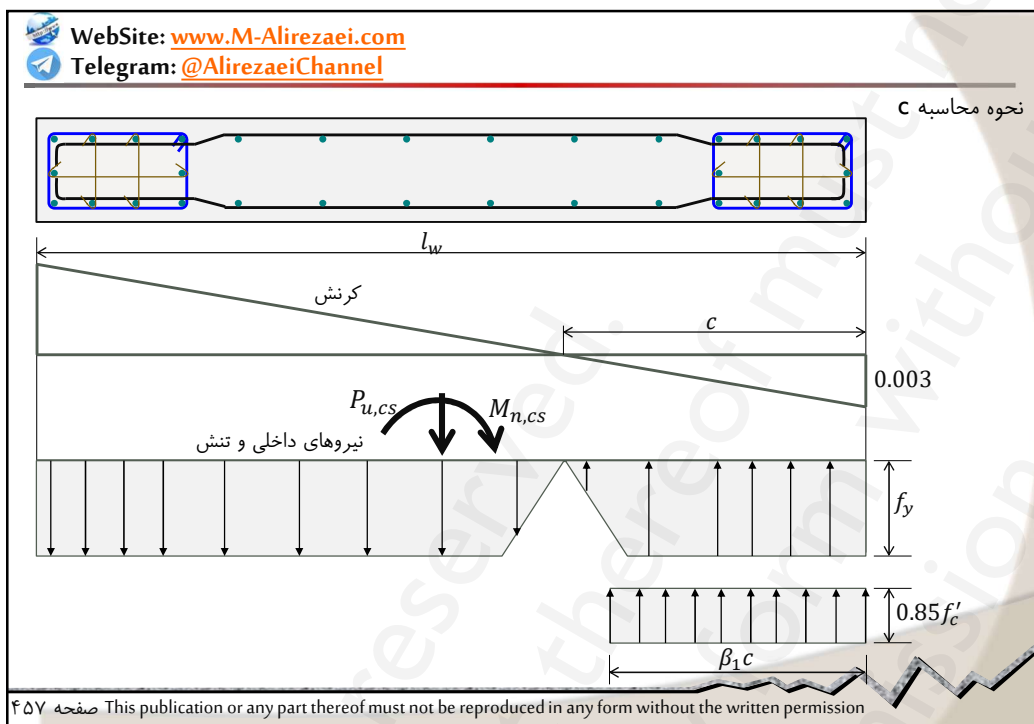
در صورتی که $h_w/l_w \geq 2.0$ باشد، در صورتی که رابطه زیر برقرار باشد، نیاز به المان مرزی دارد.

$$c \geq \frac{l_w}{600(1.5\delta_u/h_{wc})}$$

که در آن c فاصله‌ی محور خنثی از دورترین تار فشاری تحت بارها و لنگرهای ضریبدار است. مقدار δ_u/h_{wc} نباید کمتر از 0.005 در نظر گرفته شود.

همچنین در صورتی که طبق رابطه فوق، نیاز به المان مرزی بود، آرماتورهای عرضی بایستی حداقل به میزان بیشترین دو مقدار $M_u/4V_u$ و l_w در امتداد قائم، بالا و پایین مقطع بحرانی ادامه داده شود.

صفحه ۴۵۶ 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 ۹۹ مبحث نهم:

۲۰-۹-۴-۲ در دیوارها یا دیوار پایه‌هایی که در آنها $h_w/l_w \geq 2.0$ بوده و از شالوده‌ی سازه تا بالای آن به صورت پیوسته ادامه داشته و در آنها طراحی تنها برای یک مقطع بحرانی در خمش و بار محوری انجام شده باشد، باید ضوابط (الف) و (ب) این بند رعایت گردند:

الف- در مواردی که رابطه‌ی زیر برقرار باشد، نواحی فشاری دیوار باید با اجزای مرزی ویژه تقویت شوند:

$$\frac{1.5\delta_u}{h_{wcs}} \geq \frac{l_w}{600c}$$

در رابطه‌ی فوق، c فاصله‌ی محور خنثی از دورترین تار فشاری است که برای بار محوری ضریب‌دار به همراه مقاومت خمشی اسمی همساز با تغییر مکان جانبی طرح δ_u محاسبه می‌شود. نسبت $\frac{\delta_u}{h_{wcs}}$ نباید کمتر از ۰.۰۰۵ منظور شود.

ب- در مواردی که بر اساس ضابطه‌ی (الف) به اجزای مرزی ویژه نیاز باشد، آرماتورهای عرضی ویژه در اجزای مرزی باید، به جز در مواردی که در بند ۲۰-۹-۴-۲ (خ) اجازه داده شده‌اند، در امتداد قائم در بالا و پایین مقطع بحرانی، حداقل به اندازه‌ی بزرگترین دو مقدار l_w و $M_u/4V_u$ ادامه یابند. علاوه بر این باید $b \geq 4\sqrt{cl_w}$ بوده و یا $\frac{\delta_c}{h_{wcs}}$

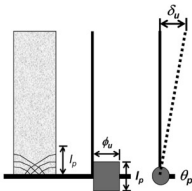
صادق باشد. که در آن:

$$\frac{\delta_c}{h_{wcs}} = \frac{1}{100} \left(4 - \frac{1}{50} \left(\frac{l_w}{b} \right) \left(\frac{c}{b} \right) - \frac{V_e}{0.66\sqrt{f'_c}A_{cv}} \right) \geq 0.015$$

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

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

اثبات رابطه اخیر:
طبق ASCE7 داریم:



$$\delta_u(ACI) \equiv \delta_x = C_d \delta_e / I \quad (ASCE 7)$$

مقدار دوران پای دیوار تحت جابجایی δ_u برابر است با $\delta_u(ACI)$ ارتفاع مفصل را نصف طول دیوار می‌گیرد:

$$\theta_p = \frac{\delta_u}{h_w} = \left(\phi_u = \frac{\epsilon_c}{c} \right) \left(l_p = \frac{l_w}{2} \right) \Rightarrow \epsilon_c = 2 \left[\frac{\delta_u}{h_w} \right] \left[\frac{c}{l_w} \right]$$

طبق ACI، کرنش قابل تحمل در دورترین تار برابر 0.003 است. با بازنویسی رابطه اخیر داریم:

$$c_{limit} = \frac{0.003 l_w}{2 \left(\frac{\delta_u}{h_w} \right)} = \frac{l_w}{667 \left(\frac{\delta_u}{h_w} \right)} \approx \frac{l_w}{600 \left(\frac{\delta_u}{h_w} \right)}$$

The multiplier of 1.5 on design displacement was added to Equation in the 2014 version of this Code to produce detailing requirements more consistent with the building code performance intent of a low probability of collapse in Maximum Considered Earthquake level shaking.

صفحه ۴۵۹ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

18.10.6.2 Walls or wall piers with $h_w/l_w \geq 2.0$ that are effectively continuous from the base of structure to top of wall and are designed to have a single critical section for flexure and axial loads shall satisfy (a) and (b) or shall be designed by 18.10.6.3:

(a) Compression zones shall be reinforced with special boundary elements where

$$c \geq \frac{l_w}{600(1.5\delta_u/h_w)}$$

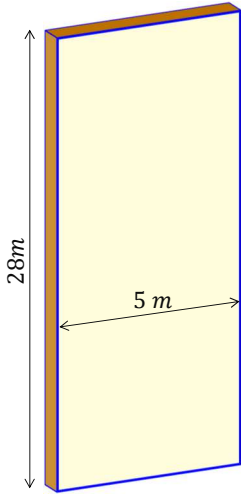
(b) Where special boundary elements are required by (a), the special boundary element transverse reinforcement shall extend vertically above and below the critical section at least the greater of l_w and $M_u/4V_u$, except as permitted in 18.10.6.4(g).

صفحه ۴۶۰ 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 دیوار روبرو در صورتی که عمق تار خنثی برابر ۱۷۵۰ میلیمتر محاسبه شده باشد، آیا نیاز به المان مرزی دارد؟ فرض کنید جابجایی بالای دیوار که در برنامه ETABS خوانده شده برابر ۶۵ میلیمتر باشد.

از جدول ۳-۴ استاندارد ۲۸۰۰ مقدار $C_d=5$ است.

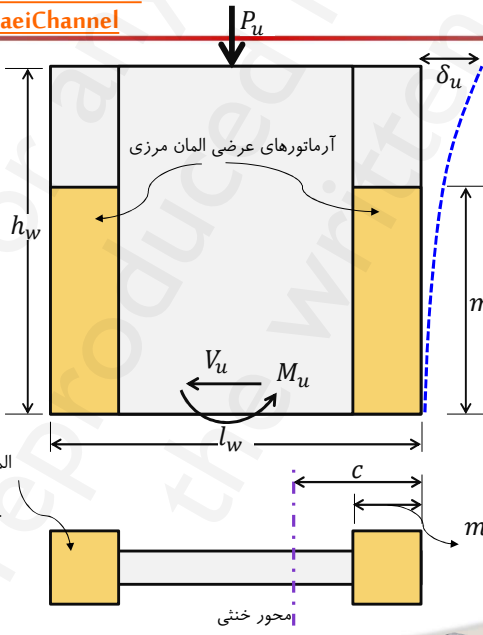


$$c \geq \frac{l_w}{600 \left(\frac{1.5 \delta_u}{h_w} \right)} = \frac{5000}{600 \left(\frac{1.5 \times 65 \times 5}{28000} \right)} = 478 \text{ mm}$$

بنابراین نیاز به المان مرزی داریم.

صفحه ۴۶۱ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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



المان مرزی براساس کرنش:

$$c \geq \frac{l_w}{600 \left(\frac{1.5 \delta_u}{h_w} \right)}$$

المان مرزی وقتی نیاز است که:

$$c \geq \frac{l_w}{600 \left(\frac{1.5 \delta_u}{h_w} \right)}$$

محور خنثی

صفحه ۴۶۲ 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 المان مرزی براساس تنش:

در دیوارهای برشی که در آنها مقدار تنش در دورترین تار تحت بارهای ضریبدار شامل نیروی زلزله، از $0.2fc'$ بیشتر می‌شود، نیاز به المان مرزی دارند. این المان مرزی را می‌توان در طولی از قطعه که در آن تنش فشاری بتن از $0.15fc'$ کمتر می‌شود، قطع نمود. اگر دیوار دارای بال باشد، عرض موثر بال بایستی در نظر گرفته شود.

18.10.6.3 Structural walls not designed in accordance with 18.10.6.2 shall have special boundary elements at boundaries and edges around openings of structural walls where the maximum extreme fiber compressive stress, corresponding to load combinations including earthquake effects E, exceeds $0.2fc'$. The special boundary element shall be permitted to be discontinued where the calculated compressive stress is less than $0.15fc'$. Stresses shall be calculated for the factored loads using a linearly elastic model and gross section properties. For walls with flanges, an effective flange width as given in 18.10.5.2 shall be used.

ویرایش ۹۹ مبحث نهم:

۳-۴-۷-۲۰-۹ برای طراحی اجزای مرزی ویژه، می‌توان به جای استفاده از ضوابط بند ۲-۴-۷-۲۰-۹ ضوابط این بند استفاده نمود.

در مواردی که تنش فشاری بتن در دورترین تار فشاری مقطع دیوار تحت اثر ترکیب بارهای ضریبدار، شامل اثر زلزله، از $0.2fc'$ بیشتر باشد، باید اجزای مرزی ویژه پیش بینی شوند. این اجزا را می‌توان از مقطعی در امتداد ارتفاع دیوار، که تنش فشاری بتن در آن از $0.15fc'$ کمتر باشد، قطع کرد. تنش فشاری بتن با فرض توزیع خطی تنش در مقطع دیوار و بر اساس مشخصات مقطع کل محاسبه می‌شود. در دیوارهای با مقطع U و T باید عرض موثر بال بر اساس ضوابط بند ۳-۴-۷-۲۰-۹ لحاظ شود.

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission صفحه ۴۶۳

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

المان مرزی براساس تنش:

این المان مرزی را می‌توان در طولی از قطعه که در آن تنش فشاری بتن از $0.15fc'$ کمتر می‌شود، قطع نمود.

المان مرزی وقتی نیاز است که:

$$\frac{P_u}{A_g} + \frac{M_u}{I_g} \times \frac{l_w}{2} \geq 0.2f_c'$$

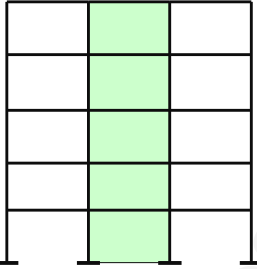
محور خنثی

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission صفحه ۴۶۴

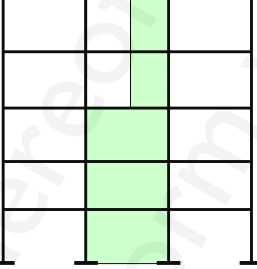
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

براساس کدام روش المان مرزی ویژه را تعیین کنیم؟

تعیین المان مرزی ویژه براساس هر دو روش کرنش (روش اول) و تنش (روش دوم) قابل حصول است ولیکن برای دیوارهای ساده که در آنها یک مقطع بحرانی وجود دارد، استفاده از روش اول (روش کرنش) توصیه می‌شود. اگرچه استفاده از روش دوم (روش تنش) برای تمام دیوارها ممکن است، ولی در دیوارهای پیچیده و نامنظم و یا دیوارهایی که دارای ناپوستگی هستند، توصیه می‌شود.



استفاده از روش کرنش توصیه می‌شود



استفاده از روش تنش توصیه می‌شود

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](https://t.me/AlirezaeiChannel)

اگر Yes انتخاب شود، براساس معیار کرنش طول المان مرزی محاسبه می‌شود. در محاسبه طول المان مرزی با این روش، برنامه جابجایی طبقه و ارتفاع دیوار در یک طبقه را ملاک قرار می‌دهد.

اگر No انتخاب شود، براساس معیار تنش طول المان مرزی محاسبه می‌شود. به طور محافظه کارانه هر کجا تنش از $0.15f_c$ بیشتر شود، نیاز به المان مرزی را اعلام میکند و نه $0.2f_c$.

Wall Pier Design Overwrites for ACI 318-14

Item	Value
01 Design this Pier?	Yes
02 LL Reduction Factor	1
03 Design is Seismic?	Yes
04 Pier Section Type	Uniform Reinforcing
05 End/Corner Bar Name	10
06 Edge Bar Name	10
07 Edge Bar Spacing	25
08 Clear Cover	3.1
09 Material	C30
10 Check/Design Reinforcing	Design
11 Check Compression Block Depth for BZ?	Yes

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

Station Location	ID	Edge Length (cm)	Governing Combo	P_u kgf	M_u kgf-m	Stress Comp kgf/cm ²	Stress Limit kgf/cm ²	C Depth cm	C Limit cm
Top-Left	Leg 1	104.9	DWal3	437099.8218	-34078.2433	134.35	61.18	121.5	37
Top-Right	Leg 1	Not Stressed	DWal3	0	0	0	0	0	0
Bottom-Left	Leg 1	Not Stressed	DWal1	0	0	0	0	0	0
Bottom-Right	Leg 1	Not Calculated	DWal1	440349.8216	187938.9042	268.06	61.18	122.4	19.7

در روش اول، اگر C Depth از مقدار C Limit بیشتر بود، نیاز به المان مرزی است.

در روش دوم مقدار Stress Comp با Stress Limit که $0.2f_c$ نوشته شده ولی در عمل $0.15f_c$ است، بررسی میشود.

به طور کلی توصیه می‌شود از روش دوم مقدار طول المان مرزی تعیین شود.

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

ابعاد المان مرزی دیوار برشی و جزئیات مربوط به آرماتورگذاری آنها

۴-۷-۲۰-۹ و ۲-۴-۷-۲-۹ اگر براساس بندهای ۳-۴-۷-۲۰-۹ به اجزای مرزی ویژه نیاز باشد، الزامات بندهای (الف) تا (ذ) زیر باید برآورده شوند:

الف- جزء مرزی باید به صورت افقی تا فاصله‌ای برابر با بیشترین دو مقدار $c - 0.1l_w$ و $c/2$ از دورترین تار فشاری به سمت مرکز مقطع دیوار ادامه یابد. c فاصله‌ی محور خنثی از دورترین تار فشاری است که تحت اثر بار محوری ضریبدار به همراه مقاومت خمشی اسمی، که متناظر با تغییر مکان جانبی طرح، δ_u به دست آورده شده است.

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



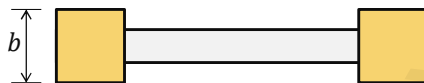
WebSite: www.M-Alirezaei.com

Telegram: @AlirezaeiChannel

ب- عرض ناحیه‌ی فشاری ناشی از خمش، b ، در طول افقی، که مطابق بند (الف) به دست آورده شده است و شامل بال دیوار در صورت وجود نیز می‌شود، نباید از $\frac{l_u}{16}$ کمتر باشد.

پ- در دیوارها یا دیوار پایه‌هایی که $h_{wc}/l_w \geq 2.0$ بوده و به صورت پیوسته از روی شالوده تا بالای دیوار ادامه دارند، و به گونه‌ای طراحی شده‌اند که دارای تنها یک مقطع بحرانی برای خمش و بارهای محوری بوده و در آنها $\frac{c}{l_w} \geq \frac{3}{8}$ است، عرض ناحیه‌ی فشاری ناشی از خمش، b ، در طولی که مطابق بند (الف) محاسبه شده است، باید برابر یا بزرگتر از ۳۰۰ میلی‌متر باشد. (عرض حداقل برابر ۳۰۰ میلی‌متر دیوار در ناحیه المان مرزی برای جلوگیری از ناپایداری است)

مقدار h_u ارتفاع آزاد دیوار بین طبقات و h_w ارتفاع کل دیوار شامل تمام طبقات است.



$$b \geq \frac{l_u}{16} \rightarrow \begin{cases} \frac{h_w}{l_w} \leq 2.0 \\ \text{یا} \\ \frac{c}{l_w} \leq \frac{3}{8} \end{cases}$$

$$b \geq \max \left\{ \frac{l_u}{16}, 30 \text{ cm} \right\} \rightarrow \begin{cases} \frac{h_w}{l_w} \geq 2.0 \\ \text{و} \\ \frac{c}{l_w} \geq \frac{3}{8} \end{cases}$$

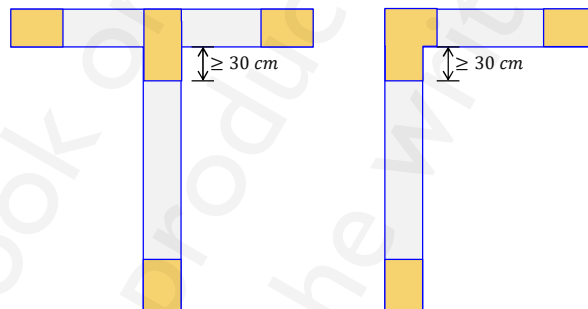
صفحه ۴۶۹ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission



WebSite: www.M-Alirezaei.com

Telegram: @AlirezaeiChannel

ت- در دیوارهای با مقطع L و T جزء مرزی باید عرض موثر بال در فشار را شامل شده و تا حداقل ۳۰۰ میلی‌متر درون جان ادامه داشته باشد.



Where flanges are highly stressed in compression, the web-to-flange interface is likely to be highly stressed and may sustain local crushing failure unless special boundary element reinforcement extends into the web.

صفحه ۴۷۰ 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- آرماتورهای عرضی جزء مرزی باید ضوابط مندرج در بند ۲-۳-۶-۲۰-۹ (الف) تا (ث) و نیز بند ۳-۳-۶-۲۰-۹ را تامین نمایند. فاصله آرماتورهای عرضی که بر اساس شرط (الف) بند ۳-۳-۶-۲۰-۹ حساب شده است، باید برابر با یک سوم کمترین بعد عضو مرزی باشد. حداکثر فاصله عمودی آرماتورهای عرضی در جزء مرزی باید مطابق جدول ۳-۲۰-۹ باشد.

۲-۳-۶-۲۰-۹ آرماتورهای عرضی ویژه باید مطابق ضوابط (الف) الی (ج) زیر در نظر گرفته شوند:

(الف) آرماتور عرضی در ناحیه بحرانی را می‌توان با دوربج‌های تکی و یا چند قطعه‌ای که با یکدیگر هم پوشانی دارند، دورگیرهای دایره‌ای و یا دورگیرهای با خطوط مستقیم با یا بدون قلاب دوخت، ساخت.

(ب) دورگیرهای با خطوط مستقیم و یا قلاب‌های دوخت باید در محل‌های خم در بر گیرنده آرماتورهای طولی باشند.

(پ) قطر قلاب‌های دوخت در صورتی که شرایط زیر را اقناع نمایند، می‌تواند برابر یا کوچکتر از قطر دورگیرها باشد. انتهای قلاب‌های دوخت باید بطور یکدرمیان در راستای طولی میلگردهای طولی و در پیرامون مقطع جابجا شوند.

(پ-۱) قطر قلاب دوخت حداقل ۱۰ میلیمتر برای میلگردهای طولی تا قطر ۳۲ میلیمتر

(پ-۲) قطر ۱۲ میلیمتر برای میلگرد طولی به قطر ۳۴ میلیمتر و بیشتر و یا گروه میلگردهای طولی

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

ت) در مواردی که از دورگیرهای با خطوط مستقیم یا قلاب‌های دوخت استفاده می‌شود، باید شرایط تکیه‌گاه جانبی برای آرماتورهای مطابق الزامات زیر بوسیله آنها فراهم شود.

ت-۱) دورگیرها باید متشکل از تنگهای بسته یا پیچیده شده به صورت پیوسته باشند. دورگیرها را می‌توان از چند جزء که هر یک دارای قلاب لرزه‌ای در دو انتها است، ساخت.

ت-۲) هر یک از اجزای دورگیرها باید به وسیله قلاب لرزه‌ای در دو انتها مهار شوند. این قلاب‌ها باید یک میلگرد طولی را در بر بگیرند.

ث) آرماتورها در محیط ستون باید به گونه‌ای آرایش داده شوند که فاصله آرماتورهای طولی، h_x که به قلاب‌های دوخت و یا گوشه دورگیرها متکی هستند، از یکدیگر بیشتر از ۳۵ سانتیمتر نباشد.

خم حداقل ۱۳۵ درجه و انتهای مستقیمی به طول ۶ برابر قطر میلگرد یا ۷۵ میلیمتر

مقدار x_i نشان داده شده در شکل، نباید از ۳۵ سانتیمتر بیشتر شود.

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

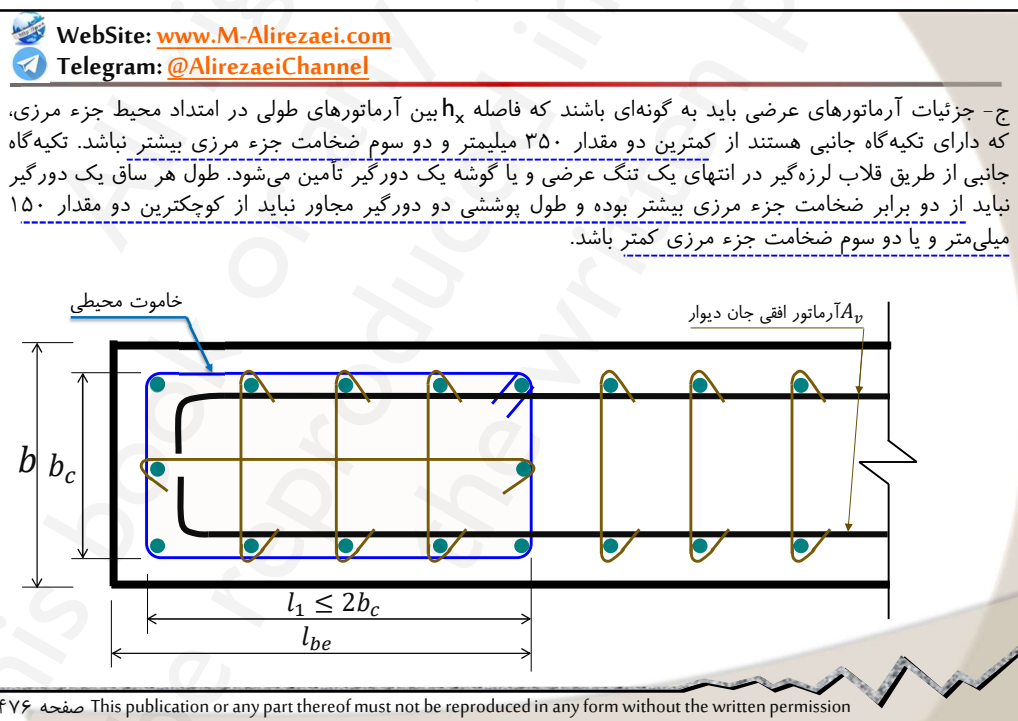
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

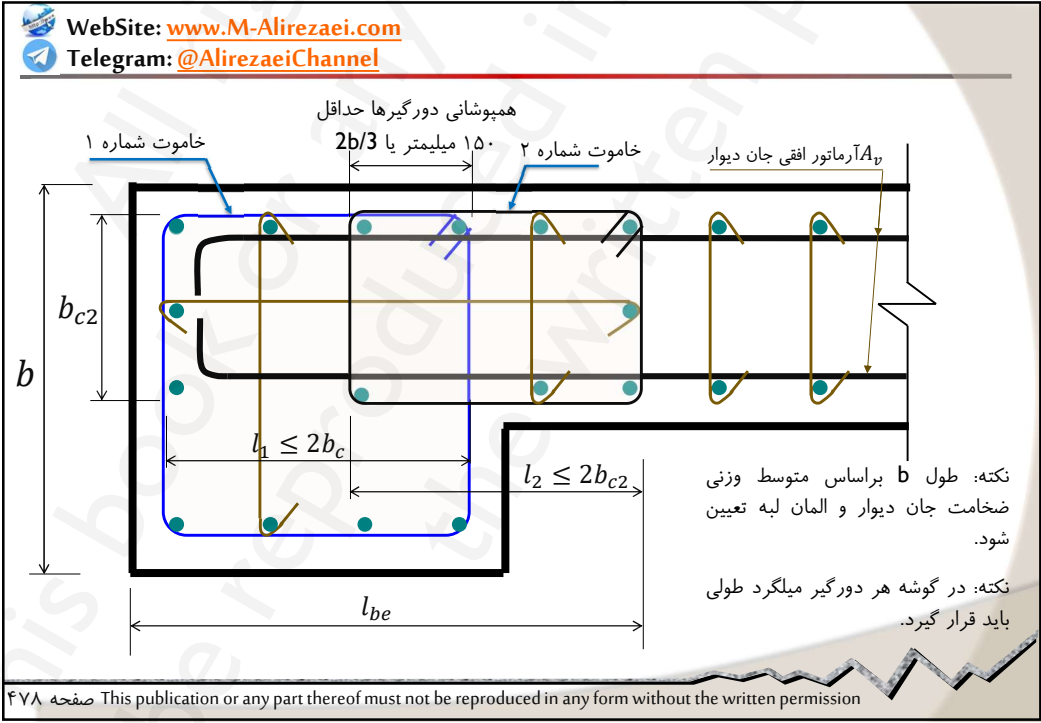
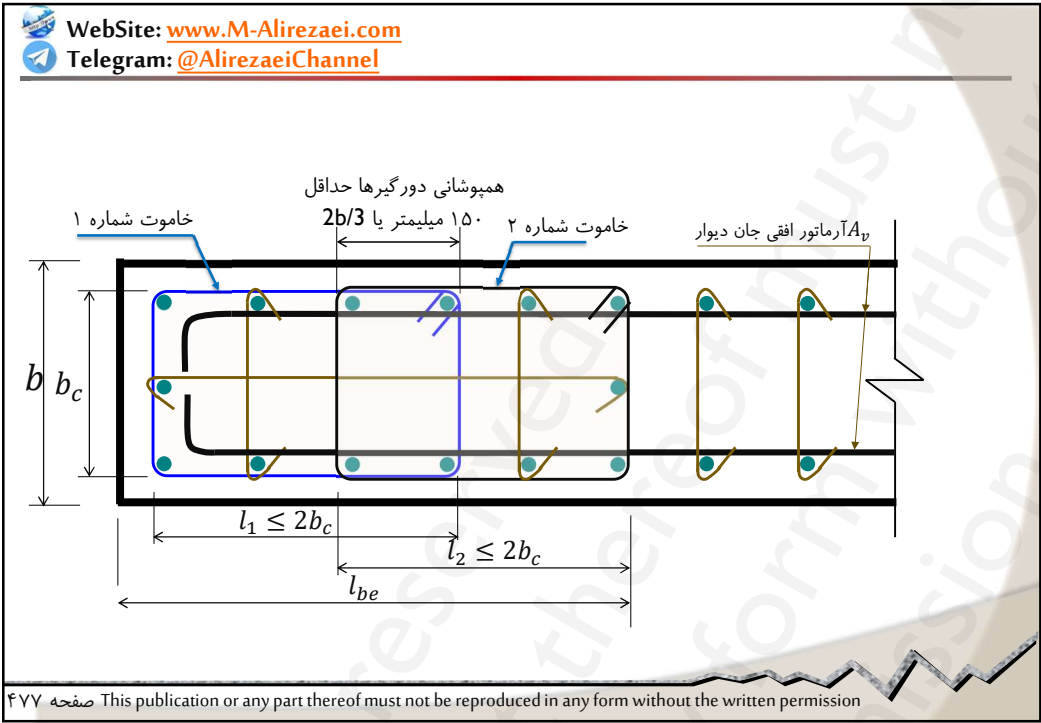
جدول ۹-۲۰-۳ فاصله‌ی عمودی آرماتورهای عرضی در جزء مرزی

فاصله‌ی عمودی آرماتورهای عرضی	آرماتورهای عرضی مورد نیاز	مقاومت حد تسلیم آرماتورهای اصلی خمشی
کوچکترین مقدار $6d_b$ و 150 میلیمتر (۱)	در ناحیه‌ای برابر با بزرگترین مقدار l_w و $\frac{M_{tu}}{4V_{tu}}$ در بالا و پایین مقطع بحرانی (۲)	۴۲۰ مگاپاسکال
کوچکترین مقدار $8d_b$ و 200 میلیمتر	در سایر نقاط	
کوچکترین مقدار $5d_b$ و 150 میلیمتر	در ناحیه‌ای برابر با بزرگترین مقدار l_w و $\frac{M_{tu}}{4V_{tu}}$ در بالا و پایین مقطع بحرانی (۲)	۵۲۰ مگاپاسکال
کوچکترین مقدار $6d_b$ و 150 میلیمتر	در سایر نقاط	

(۱) قطر کوچکترین آرماتور اصلی خمشی است.
(۲) مقطع بحرانی مقطعی است که در آن اثر تغییر مکان جانبی، امکان جاری شدن آرماتورهای طولی وجود دارد.

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission صفحه ۴۷۵

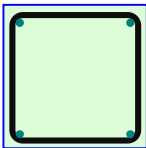




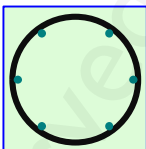
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

ج- مقدار آرماتور عرضی مطابق زیر تعیین می‌شود:

- در صورت استفاده از دورگیر با خطوط مستقیم

$$\frac{A_{sh}}{s b_c} = \max \begin{cases} 0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} \\ 0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}} \end{cases}$$


- در صورت استفاده از دورپیچ‌ها و یا دورگیرهای دایروی

$$\rho_s = \max \begin{cases} 0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} \\ 0.12 \frac{f'_c}{f_{yt}} \end{cases}$$


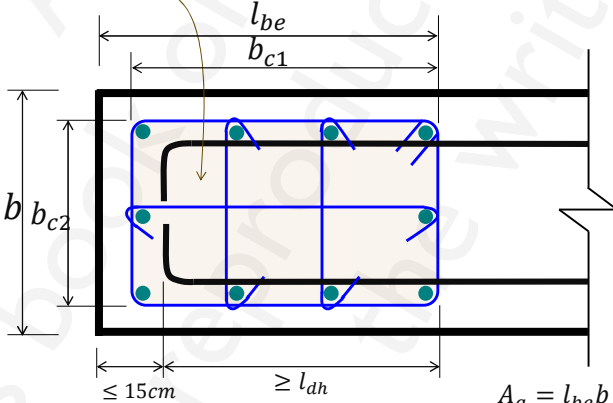
پارامترهای A_g و A_{ch} در اسلاید بعد تعریف شده‌اند.

$A_g = l_{be} b$
 $A_{ch} = b_{c1} b_{c2}$

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

ناحیه محصور شده
 $A_{ch} = b_{c1} b_{c2}$



$A_g = l_{be} b$

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

آرماتور عرضی	مقدار مورد نیاز	
A_{sh}/sb_c for rectilinear hoop	بیشترین	(a) $0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$
		(b) $0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$
ρ_s for spiral or circular hoop	بیشترین	(c) $0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$
		(d) $0.12 \frac{f'_c}{f_{yt}}$

A_{sh} = total cross-sectional area of transverse reinforcement, including crossties, within spacing s and perpendicular to dimension b_c , cm^2 .
 A_g = gross area of concrete section, cm^2 .
 A_{ch} = cross-sectional area of a member measured to the outside edges of transverse reinforcement, cm^2 .

s = spacing of transverse reinforcement measured along the longitudinal axis of the structural member, center-to-center.
 b_c = cross-sectional dimension of member core measured to the outside edges of the transverse reinforcement composing area A_{sh} , cm.
 s_x = maximum center-to-center spacing of longitudinal bars supported by corners of crossties or hoop legs around the perimeter of the boundary element.

صفحه ۴۸۱ 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) قطر آرماتور عرضی در دیوار زیر را تعیین کنید. بتن از نوع C30، میلگردها از نوع AIII و قطر میلگرد طولی دیوار ۲۵ میلیمتر است.

$$\frac{A_{sh}}{sb_c} = \max \begin{cases} 0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} = 0.3 \left(\frac{350 \times 580}{540 \times 270} - 1 \right) \frac{30}{400} = 0.0088 \\ 0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}} = 0.09 \frac{30}{400} = 0.0067 \end{cases}$$

$b = 350 \text{ mm}$
 $b_c = 270 \text{ mm}$
 $l_1 = 540 \text{ mm}$
 $l_{be} = 580 \text{ mm}$

صفحه ۴۸۲ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

بنابراین:

$$\frac{A_{sh}}{s_b c} = 0.0088$$

فاصله حداکثر میلگردهای عرضی در مثال قبل برابر ۱۱۶ میلیمتر بدست آمد که در اینجا ۱۰۰ میلیمتر در نظر گرفته میشود. در صورت استفاده از میلگرد ۱۲ هر ۱۰۰ میلیمتر داریم:

$$\frac{A_{sh}}{s_b c} = \frac{5 \times \pi \times 12^2 \times 0.25}{100 \times 540} = 0.01 > 0.0088 \quad Ok$$

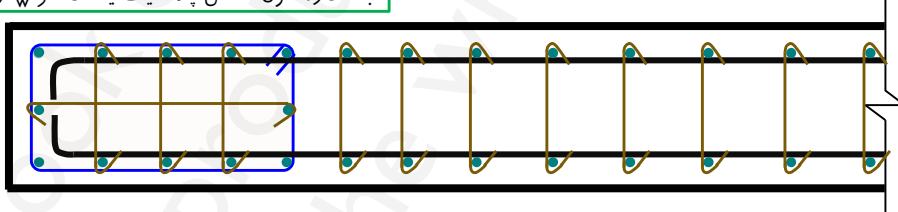
۴۸۳ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

ح- مقاومت مشخصه بتن در جزء مرزی در محدوده ضخامت دال نباید از ۷۰٪ مقاومت مشخصه f_c' دیوار کمتر باشد.

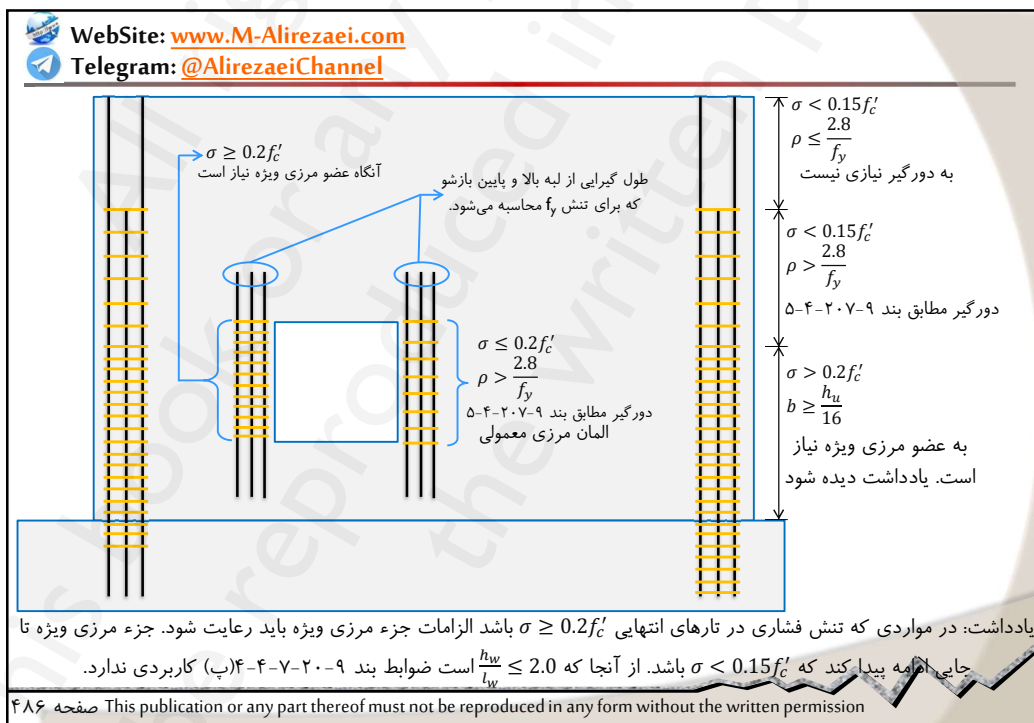
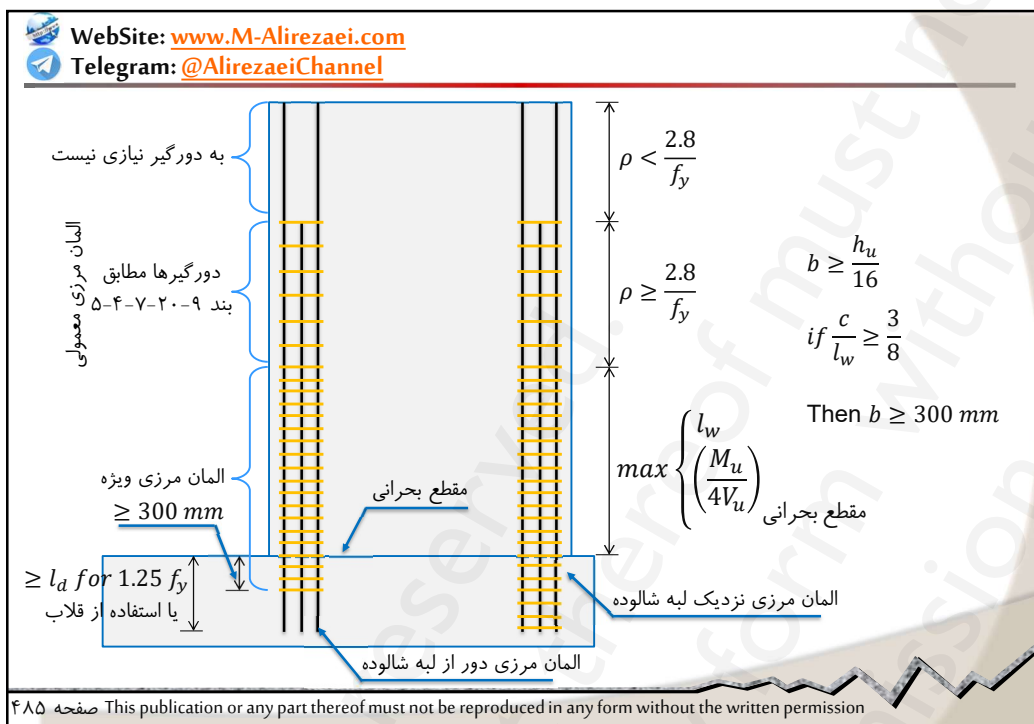
خ- آرماتورهای طولی دیوار در محدوده‌ی جان باید در فاصله‌ای مطابق بند ۹-۲۰-۷-۴-۲ (ب) در بالا و پایین مقطع بحرانی دارای تکیه گاه جانبی شامل گوشه‌ی یک دورگیر و یا یک سنجاقی با قلاب لرنه‌ای در دو انتها باشند. فاصله‌ی قائم آرماتورهای عرضی از یکدیگر نباید از ۳۰۰ میلی‌متر بیشتر بوده، و قطر آنها باید مطابق بند ۹-۲۱-۶-۲ تعیین شود.

به اندازه طول مفصل پلاستیک یا حداکثر l_w و $M_u/4V_u$



د- در مواردی که مقطع بحرانی دیوار در تراز تحتانی آن واقع شده باشد، لازم است آرماتورهای عرضی اجزای مرزی آن مقطع بر اساس ضوابط بند ۹-۷-۳ به اندازه‌ی حداقل l_d که برای بزرگترین میلگرد طولی عضو مرزی محاسبه شده است، در داخل تکیه‌گاه دیوار ادامه یابند. در صورتی که عضو مرزی ویژه باید بر روی پی، شالوده‌ی سراسری، و یا سر شمع ختم شود، آرماتورهای عرضی عضو مرزی ویژه به اندازه‌ی مقدار به دست آمده از بند ۹-۲۰-۲-۳ و حداقل ۳۰۰ میلی‌متر، در داخل پی یا سر شمع ادامه یابند. در پی‌ها به جای l_d می‌توان از l_{dh} با فرض $1.25f_y$ استفاده نمود.

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

۵-۴-۲۰-۹ در مواردی که بر اساس بندهای ۲-۴-۲۰-۹ یا ۳-۴-۲۰-۹ به اجزای مرزی ویژه نیازی نباشد، ضوابط (الف) و (ب) باید رعایت شوند:

الف- در مواردی که نسبت آرماتورهای طولی عضو مرزی دیوار از $\frac{2.8}{f_y}$ تجاوز نماید، آرماتورهای عرضی عضو مرزی، باید در طولی مطابق بند ۴-۴-۲۰-۹ (الف) ضوابط بندهای ۲-۳-۳-۶-۲۰-۹ (الف) تا (ث) (ضوابط آرماتور عرضی ستون در قاب ویژه) را تامین نمایند. فاصله‌ی عمودی این آرماتورهای عرضی باید مطابق با جدول ۳-۲۰-۹ باشد.

ب- در دیوارها، به جز در مواردی که V_u در صفحه‌ی دیوار از $0.083A_{cv}\lambda\sqrt{f'_c}$ کمتر است، آرماتورهای افقی که به لبه‌های انتهایی دیوارهای بدون اجزای مرزی ختم می‌شوند، باید دارای قلاب انتهایی استاندارد که آرماتورهای طولی لبه را در بر می‌گیرد، باشند. به جای قلاب انتهایی استاندارد فوق می‌توان از آرماتورهای U شکل که با قطر و فاصله‌ی یکسان با آرماتورهای عرضی بوده و به آنها وصله شده‌اند، استفاده نمود.

۴۸۷ 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 ۳-۲۰-۹ فاصله‌ی عمودی آرماتورهای عرضی در جزء مرزی

فاصله‌ی عمودی آرماتورهای عرضی	آرماتورهای عرضی مورد نیاز	مقاومت حد تسلیم آرماتورهای اصلی خمشی
کوچکترین مقدار $6d_b$ و ۱۵۰ میلیمتر (۱)	در ناحیه‌ای برابر با بزرگترین مقدار l_w و $\frac{M_u}{4V_u}$ در بالا و پایین مقطع بحرانی (۲)	۴۲۰ مگاپاسکال
کوچکترین مقدار $8d_b$ و ۲۰۰ میلیمتر	در سایر نقاط	
کوچکترین مقدار $5d_b$ و ۱۵۰ میلیمتر	در ناحیه‌ای برابر با بزرگترین مقدار l_w و $\frac{M_u}{4V_u}$ در بالا و پایین مقطع بحرانی (۲)	۵۲۰ مگاپاسکال
کوچکترین مقدار $6d_b$ و ۱۵۰ میلیمتر	در سایر نقاط	

(۱) d_b قطر کوچکترین آرماتور اصلی خمشی است.
(۲) مقطع بحرانی مقطعی است که در آن در اثر تغییر مکان جانبی، امکان جاری شدن آرماتورهای طولی وجود دارد.

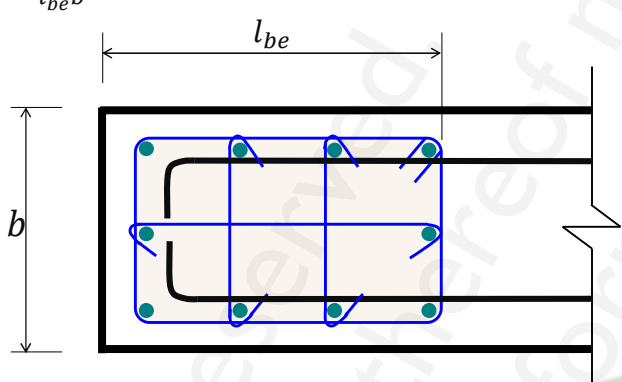
۴۸۸ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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

بنابراین طبق مبحث نهم المان مرزی به دو دسته تقسیم می‌شود:

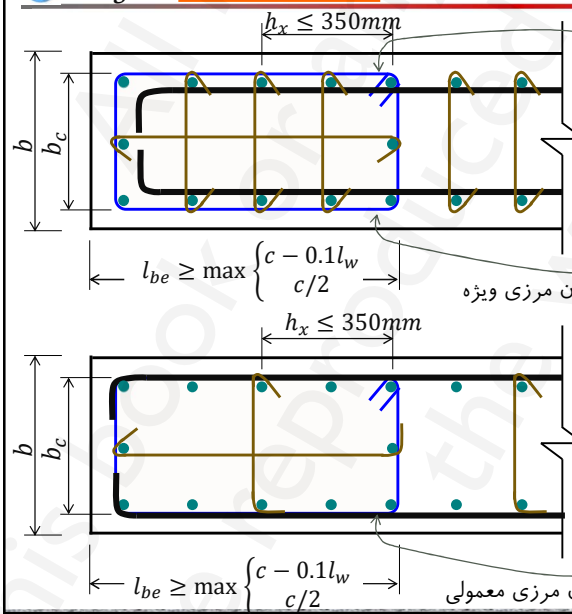
(۱) المان مرزی ویژه (طبق تعریف بند ۲-۴-۷-۲۰-۹ یا ۳-۴-۷-۲۰-۹)

(۲) المان مرزی معمولی در حالتی که $\rho_{be} > 2.8/f_y$ باشد.

$$\rho_{be} = \frac{A_{s,be}}{A_{g,be}} = \frac{A_{s,be}}{l_{be}b}$$


صفحه ۴۸۹ 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 المان مرزی ویژه

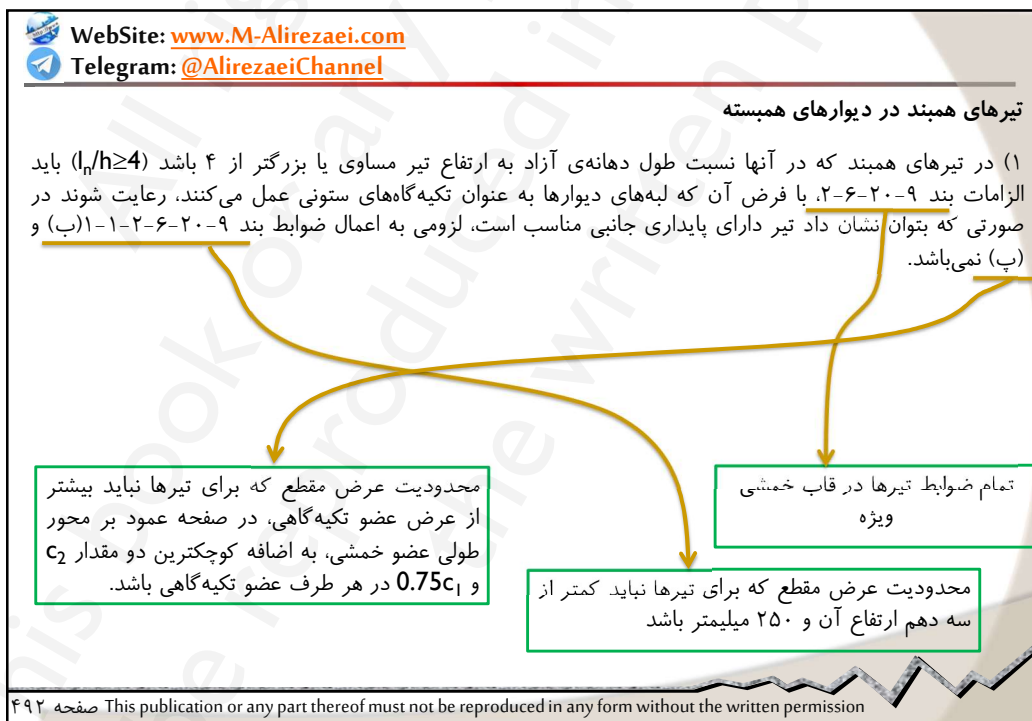
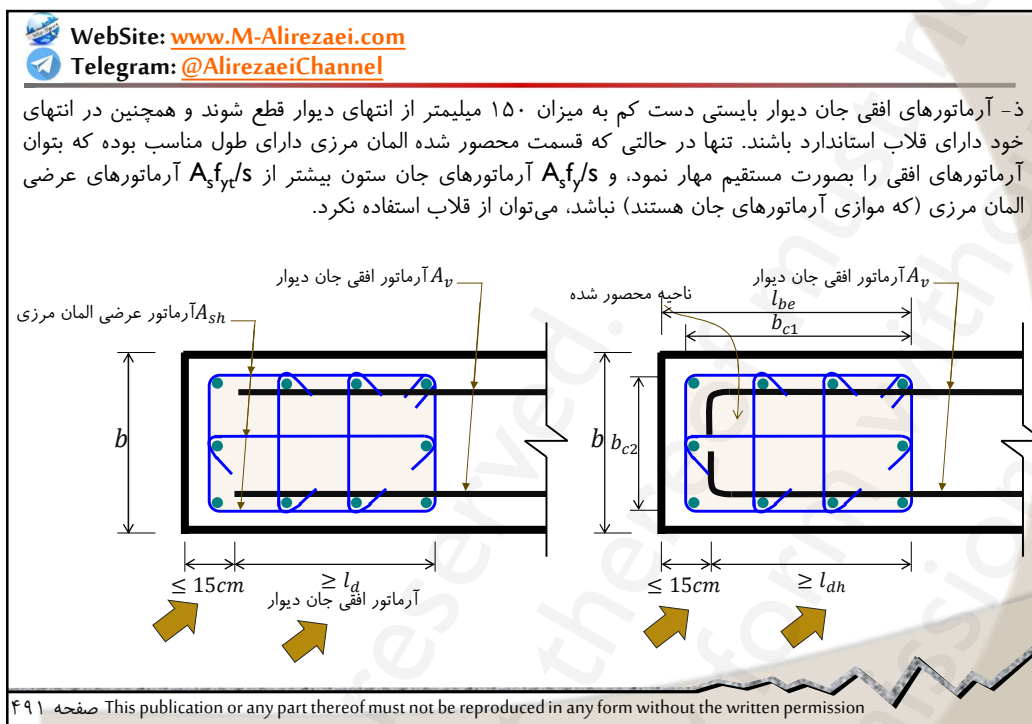
$$\frac{A_{sh}}{sb_c} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} \\ 0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}} \end{array} \right.$$

$$s \leq \min \left\{ \begin{array}{l} b/3 \\ F_y \leq 420 \text{ Mpa} \rightarrow 6d_b \\ F_y = 520 \text{ Mpa} \rightarrow 5d_b \\ s_0 = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3} \right) \end{array} \right.$$

خلاصه المان مرزی معمولی

$$s \leq \min \left\{ \begin{array}{l} F_y = 420 \text{ Mpa} \rightarrow \min(8d_b, 200\text{mm}) \\ F_y = 520 \text{ Mpa} \rightarrow \min(6d_b, 150\text{mm}) \end{array} \right.$$

صفحه ۴۹۰ 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 تیرهای همبند که در آنها نسبت طول دهانه‌ی آزاد به ارتفاع، کوچکتر از ۲ بوده ($\frac{l_n}{h} < 2$) و $V_u \geq 0.33\lambda\sqrt{f'_c}A_{cw}$ می باشد، باید از دو گروه آرماتورهای قطری متقاطع که نسبت به مرکز تیر متقارن می باشند، استفاده گردد. در صورتی که با حذف سختی و مقاومت جانبی تیرهای همبند، توانایی باربری قائم آنها، امکان خروج اضطراری از ساختمان، و یا انسجام اجزای غیر سازه‌ای و اتصالات آنها به سازه حفظ گردند، رعایت این ضابطه الزامی نیست.

(۳) در تیرهای همبندی که هیچ کدام از شرایط بندهای (۱) و (۲) وجود ندارد، می توان از دو گروه آرماتورهای قطری متقاطع که به صورت متقارن نسبت به مرکز تیر قرار داده شده‌اند، یا از آرماتورهای مطابق ضوابط بندهای ۹-۲۰-۶-۲، ۹-۲۰-۶-۳، ۹-۲۰-۶-۴ و با منظور نمودن اجزای مرزی دیوارها به عنوان تکیه گاه‌های ستونی، استفاده نمود.

ضوابط آرماتورهای طولی
تیر در قاب ویژه

ضوابط آرماتورهای عرض
تیر در قاب ویژه

ضوابط برش در تیرهای قاب ویژه

(۴) برای دیوارهای همبسته که دارای نسبت ابعادی خیلی کمی هستند، بهتر است روش بند و بست (پیوست ۹-۳) استفاده شود.

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission صفحه ۴۹۳

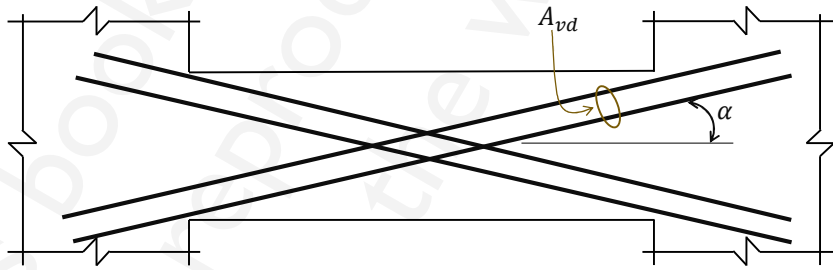
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

در تیرهای همبندی که با دو گروه آرماتورهای متقاطع و متقارن نسبت به مرکز تیر، تقویت شده‌اند، باید دو بند (الف) و (ب) و یکی از بندهای (پ) یا (ت) را رعایت نمود؛ در این حالت نیازی به رعایت بند ۹-۱۱-۸ نمی باشد.

الف) مقدار V_n از رابطه‌ی زیر محاسبه گردد:

$$V_n = 2A_{vd}f_y \sin \alpha \leq 0.83\sqrt{f'_c}A_{cw}$$

در رابطه‌ی فوق، α زاویه‌ی بین آرماتورهای قطری و محور طولی تیر همبند می باشد.



ب) هر گروه میلگردهای قطری باید حداقل از ۴ میلگرد، در دو یا چند لایه تشکیل شود.

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission صفحه ۴۹۴

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

در واقع نیروهای بسیج شده در آرماتورهای قطری را می توان به مانند یک خرپا با اعضای کششی و فشاری در نظر گرفت. با نوشتن معادله تعادل قائم داریم:

$$V_n = 2A_{vd}f_y \sin \alpha \leq 0.83\sqrt{f'_c}A_{cw}$$

برای سعی اولیه مقدار jd را می توان برابر $h-200 \text{ mm}$ فرض کرد.

کران بالای ظرفیت برشی که توسط مبحث نهم اجازه داده شده

$$\phi V_n \geq V_u \Rightarrow 0.85V_n \geq V_u$$

۴۹۵ 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) هر گروه میلگردهای قطری باید با آرماتورهای عرضی با خطوط مستقیم که بعد بیرونی آنها در امتداد موازی با عرض جان تیر همبند، b_w برابر با حداقل $b_w/2$ بوده، و در امتداد دیگر برابر با حداقل $b_w/5$ باشد، محصور شود. آرماتورهای عرضی باید مطابق بندهای ۹-۲۰-۳-۶-۲-۳(الف) تا (ت) بوده و مقدار A_{sh} نباید از بیشترین دو مقدار زیر، کمتر اختیار شود:

$$A_{sh} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.09sb_c \frac{f'_c}{f_{yt}} \\ 0.3sb_c \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} \end{array} \right.$$

به منظور محاسبه A_g فرض می شود پوشش بتن مطابق بند ۹-۴ در هر چهار طرف هر گروه از آرماتورهای قطری موجود است. فاصله آرماتورهای عرضی در امتداد آرماتورهای قطری باید مطابق بند ۹-۲۰-۳-۶-۲(پ) باشد و از شش برابر قطر اسمی کوچکترین آرماتور قطری بیشتر نباشد و نیز فاصله سنجاقی ها و یا ساق تنگ ها از یکدیگر از ۳۵۰ میلی متر بیشتر نباشد. آرماتورهای عرضی باید در محل تقاطع آرماتورهای قطری نیز پیش بینی شوند. در محل تقاطع آرماتورهای قطری، آرایش آرماتورهای عرضی را به شرطی که فاصله آنها از یک دیگر و نیز محدودیت های نسبت حجمی تغییر نکنند، می توان تغییر داد. در اطراف محیط مقطع تیر باید مقداری فولاد طولی و عرضی اضافی، با سطح مقطعی در هر امتداد برابر با حداقل $0.002b_w s$ و به فاصله حداکثر ۳۰۰ میلی متر از یک دیگر قرارداد

۴۹۶ 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) آرماتورهای عرضی باید در تمام سطح مقطع تیر مطابق بندهای ۹-۲۰-۳-۶-۲(الف) تا (ث) و با منظور نمودن حداقل A_{sh} برابر با بیشترین دو مقدار زیر قرار داده شوند:

$$A_{sh} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.09 s b_c \frac{f'_c}{f_{yt}} \\ 0.3 s b_c \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} \end{array} \right.$$

فاصله‌ی آرماتورهای عرضی از یک دیگر نباید از کمترین دو مقدار شش برابر قطر اسمی کوچکترین آرماتورهای قطری و ۱۵۰ میلی‌متر، بیشتر باشد. فاصله‌ی سنجاقی‌ها و یا ساق دورگیرها در امتدادهای قائم و افقی در صفحه‌ی سطح مقطع تیر نباید از ۲۰۰ میلی‌متر تجاوز نماید. سنجاقی‌ها و ساق تنگ‌ها باید آرماتورهای طولی با قطری برابر یا بزرگتر از قطر خود را در بر گیرند. آرایش تنگ‌ها را می‌توان مطابق مشخصات بند ۹-۲۰-۳-۶-۲ انتخاب نمود.

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

سطح مقطع کل
آرماتور در هر گروه
میلگردهای قطری

برای وضوح بیشتر فقط آرماتورهای
مورد نیاز در یک سمت خط تقارن
نشان داده شده است.

آرماتورهای المان مرزی دیوار
(در دو طرف بازشو موجود است)

نمای روبرو

آرماتور افقی تیر در دیوار نیاز
به مهار برای f_y ندارد

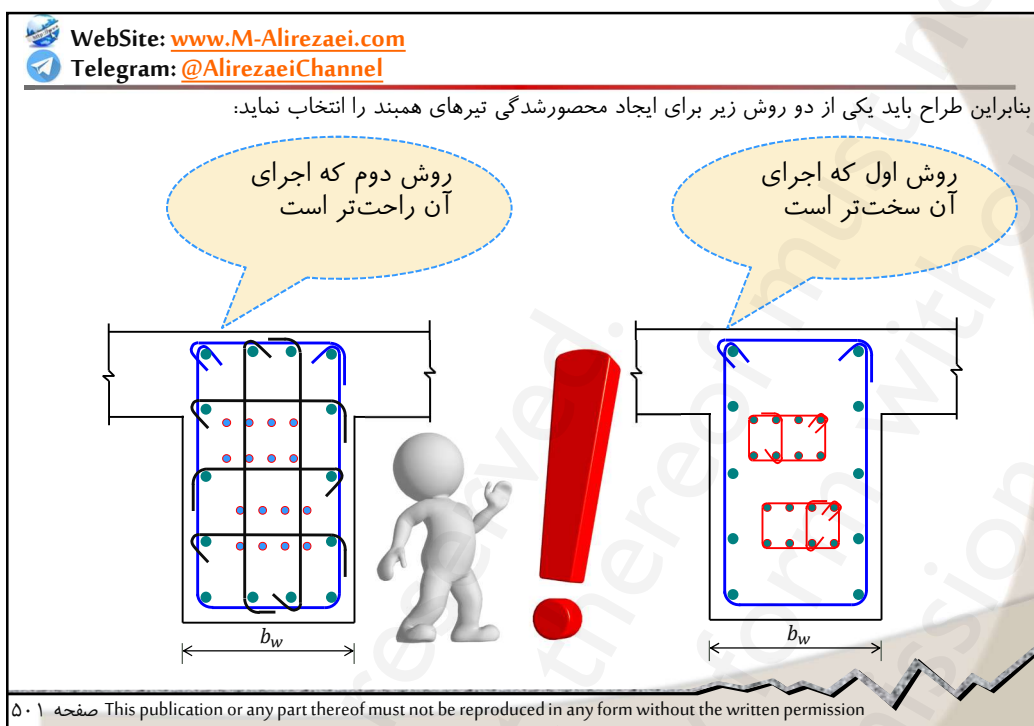
حداکثر فاصله آرماتور عرضی برابر ۲۰۰ میلیمتر

حداکثر فاصله آرماتور عرضی برابر ۲۰۰ میلیمتر

توجه: جهت خم ۹۰ درجه سنجاقی‌ها بصورت
یکدرمیان تغییر داده شود.

مقطع B-B

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

در دیوار پایه‌هایی که در آنها $l_w/b_w > 2.5$ است، می‌توان به جای استفاده از بندهای مربوط به ستون‌ها، ضوابط (الف) تا (ج) این بند را به کار برد:

الف) نیروی برشی طرح، V_u باید مطابق بند ۹-۲۰-۳-۴-۱ به نحوی که سطوح فوقانی و تحتانی ارتفاع آزاد دیوار پایه به عنوان بر اتصال منظور گردند، محاسبه شود. در مواردی که بر اساس ضوابط مبحث ۶ مقررات ملی ساختمان، سیستم سازه‌ای مقاوم در برابر زلزله باید برای زلزله تشدید یافته طراحی شود، نیازی نیست این برش از Ω_0 برابر برش ضریب‌دار به دست آمده از تحلیل سازه برای اثرات زلزله بیشتر منظور شود.

$$V_{e1,2} = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_u} \leq \Omega_0 E$$

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

ب) مقدار V_n و آرماتورهای برشی باید مطابق ضوابط بند ۹-۲۰-۷-۹ محاسبه شوند.

ضوابط طراحی دیوارهای سازه‌ای در برش

پ) میلگردهای عرضی باید از نوع دورگیر باشند؛ به جز در مواردی که از آرماتورهای برشی افقی تک ساق و فقط در یک سفره به موازات l_w استفاده شده باشد. این آرماتورهای تک ساق باید در دو انتها به خم‌های 180° درجه که آرماتورهای طولی انتهای دیوار پایه را در بر می‌گیرند، ختم شوند.

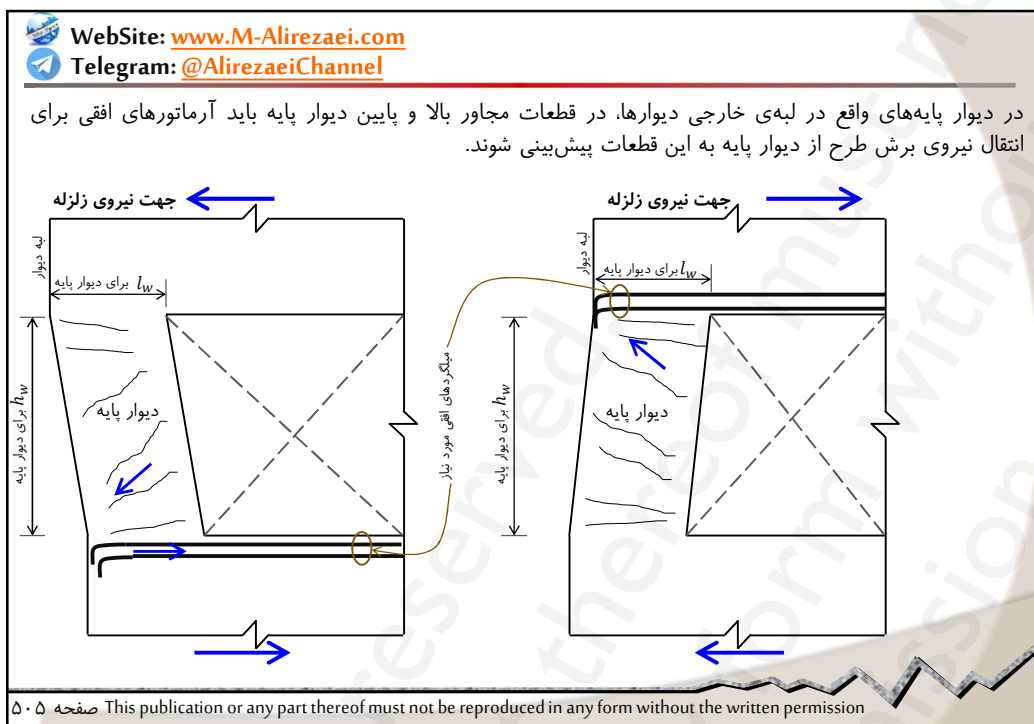
ت) فاصله‌ی قائم آرماتورهای عرضی از یک دیگر نباید از 150 میلی‌متر بیشتر باشد.

ث) آرماتورهای عرضی باید حداقل تا 300 میلی‌متر فراتر از ارتفاع آزاد در بالا و پایین دیوار پایه ادامه یابند.

ج) پیش‌بینی اجزای مرزی ویژه، در صورتی که بر اساس بند ۹-۲۰-۷-۳-۴ نیاز باشند، الزامی است.

ضوابط تعیین المان مرزی براساس تنش

صفحه ۵۰۴ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission



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

نامگذاری دیوارها و تیرهای همبسته در برنامه ETABS

قبل از طراحی دیوار، باید آنها را نامگذاری کنید.

- نامگذاری در طبقات مختلف می‌تواند تکرار شود، ولی در یک طبقه نباید نام‌های مشابه وجود داشته باشد.

Because the wall piers are associated with story levels, wall pier labels can repeat at different levels

- دیوارهای دو طرف یک بازشو باید با نام مختلف نامگذاری شوند. مثلا P2 و P3 را ملاحظه نمایید.

- در جایی که مقطع دیوار در ارتفاع تغییر میکند، باید نام آن هم تغییر داده شود. مثلا تغییر نام دیوار P5 به P3 یا P5 به P4 در طبقه اول.

برنامه در حین طراحی مقاطع بالا و پایین یک دیوار نامگذاری شده را طراحی می‌کند.

P1	P1	P1	P1	P1
P2		P3		P4
P2		P5	P5	P5
P1	P1	P1	P1	P1
P2		P3		P4
		P5	P5	P5

Δ۰۶ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission



WebSite: www.M-Alirezaei.com

Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

Wall pier design is performed at the top and bottom of each pier. Thus, for wall pier P2 at the Roof level, design is performed at the top and bottom of the door opening. No design is performed near the midheight of the door opening because the design is done at the top and bottom of the wall pier, not the top and bottom of each area object that makes up the wall pier.

در شکل زیر، دیوار P2 در تراز طبقه دوم، تنها در بالا و پایین آن کنترل شده و طراحی خاصی در میانه بازشوی درب انجام نخواهد شد.

P1	P1	P1	P1	P1
P2		P3		P4
P2		P5	P5	P5
P1	P1	P1	P1	P1
P2		P3		P4
		P5	P5	P5

صفحه ۵۰۷ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission



WebSite: www.M-Alirezaei.com

Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

المان‌های قابی کنار دیوار که بخشی از دیوار هستند نیز باید با مسیر Assign menu > Frame > Pier Label این المان ها را هم نام با دیوارهای کناری آنها نامگذاری کرد. اگر یک المان بین دو دیوار مشترک است، باید آن را مشبندی نموده و دو نام مختلف برای آن در نظر گرفت:

P1	P1	P1	P1	P1	P1
P2		P3		P4	P4
P2		P5	P5	P5	P5
P1	P1	P1	P1	P1	P1
P2		P3		P4	P4
		P5	P5	P5	P5

المان قابی تقسیم شود

المان قابی تقسیم شود

صفحه ۵۰۸ 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 برای طراحی تیرهای همبند، آنها را در ایستگاه‌های سمت چپ و راست آن را کنترل می‌کند.

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

برنامه برای طراحی تیرهای همبند، آنها را در ایستگاه‌های سمت چپ و راست آن را کنترل می‌کند. بعد از انتخاب تیرهای همبند، از مسیر Design menu > Shear Wall Design > View/Revise Spandrel Overwrites

گزینه Design is Seismic? حالت Yes را انتخاب کنید.

گزینه Consider Vc? حالت No انتخاب شود.

12	LL Reduction Factor	1
13	Design is Seismic?	Yes
14	Length	166.7
15	Thick Left	25
16	Depth Left	120
17	Cover Bottom Left	12
18	Cover Top Left	12
19	Slab Width Left	0
20	Slab Depth Left	0
21	Thick Right	25
22	Depth Right	120
23	Cover Bottom Right	12
24	Cover Top Right	12
25	Slab Width Right	0
26	Slab Depth Right	0
27	Material	C30
28	Consider Vc?	No

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

بعد از طراحی با راست کلیک روی تیر همبند:

Station Location	Reinf Area mm ²	Reinf Percentage	Reinf Combo	Moment, M _u kgf-m
Left	1448	0.48	DWai4	-54935.3925
Right	1397	0.47	DWai5	-53127.947

آرماتورهای خمشی بالا و پایین تیر همبند

Station Location	Reinf Area mm ²	Reinf Percentage	Reinf Combo	Moment, M _u kgf-m
Left	1433	0.48	DWai5	54450.905
Right	1402	0.47	DWai4	53330.371

آرماتورهای قائم و افقی برشی تیر همبند

Station Location	A _{ext} cm ² /cm	A _{horiz} cm ² /cm	Shear Combo	V _u kgf	φV _c kgf	φV _s kgf	φV _u kgf
Left	0.19	0.06	DWai5	64047.309	13845.4476	50401.8614	64047.309
Right	0.19	0.06	DWai6	64361.3257	13692.7998	50668.5259	64361.3257

آرماتور قطری تیر همبند

Station Location	A _{diag} mm ²	Shear Combo	V _u kgf	V _{u,limit} kgf	L/H Ratio	Seismic Design	Diag Reinf Mandatory
Left	1900	DWai4	65771.9559	50086.79	1.389	Yes	Yes
Right	1886	DWai3	65261.6788	50086.79	1.389	Yes	Yes

Δ۱۱ 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 دیوار برشی برای نیروی برشی

ویرایش ۹۹ مبحث نهم:

۱-۹-۷-۲۰-۹ در دیوارهای سازه ای V_u از تحلیل سازه زیر اثر بارهای ضریبدار قائم و جانبی ناشی از زلزله، و با توجه به ترکیب بارهای ضریبدار بدست می آید.

۱-۱-۹-۷-۲۰-۹ نیروی برشی طرح V_e بصورت زیر محاسبه می شود:

$$V_e = \Omega_v \omega_v V_u \leq 3V_u$$

در این رابطه V_u نیروی برشی است که از تحلیل سازه بر اساس مبحث ششم مقررات ملی ساختمان به دست می آید. همچنین Ω_v ضریب اضافه مقاومت است که بر اساس جدول ۲۰-۹-۴ تعیین می شود.

$$\Omega_v = \begin{cases} \frac{h_{wcs}}{l_w} > 1.5 \rightarrow \max \left\{ \frac{M_{pr}}{M_u}, 1.5 \right\} \\ \frac{h_{wcs}}{l_w} \leq 1.5 \rightarrow 1.0 \end{cases}$$

$$\omega_v = \begin{cases} \frac{h_{wcs}}{l_w} \geq 2.0 \rightarrow \begin{cases} 0.9 + \frac{n_s}{10} & \text{for } n_s \leq 6.0 \\ 1.3 + \frac{n_s}{10} \leq 1.8 & \text{for } n_s > 6.0 \end{cases} \\ \frac{h_{wcs}}{l_w} < 2.0 \rightarrow 1.0 \end{cases}$$

ضریب تشدید مربوط به اثر مودهای بالا

ضریب تشدید مربوط اضافه مقاومت خمشی در مقطع بحرانی

Δ۱۲ 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 ساختمان‌هایی که در آن‌ها n_s بزرگتر از ۶ است در صورتیکه محاسبات سازه با روش دینامیکی خطی انجام شده باشد نیازی نیست مقدار ω_v بیشتر از مقداری که از رابطه زیر به دست می‌آید منظور شود

$$\omega_v = 1.2 + \frac{n_s}{50} \leq 1.8$$

مقدار n_s نباید کمتر از $0.00028h_{WCS}$ منظور شود. (h_{WCS} بر حسب میلیمتر)

در این روابط n_s تعداد طبقات بالای مقطع بحرانی است.

ویرایش ۹۲ مبحث نهم: معادل این بند در ویرایش ۹۲ وجود ندارد و برای طراحی برشی از همان ترکیب بارهای ضریب‌دار ناشی از بارهای جانبی و ثقلی استفاده می‌شد.

Δ۱۳ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

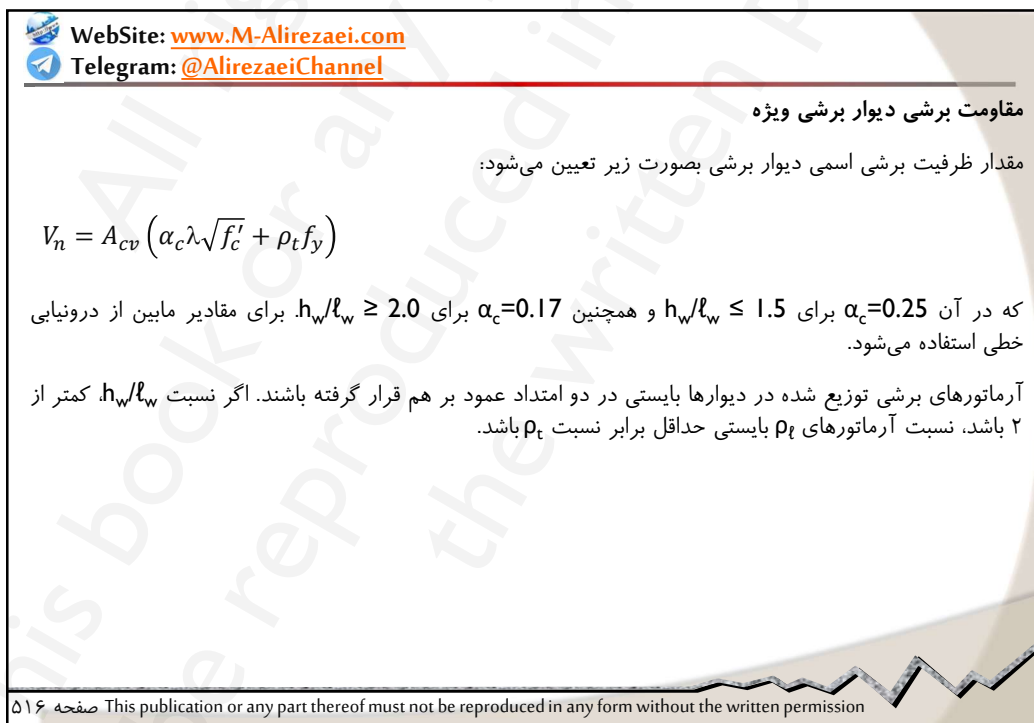
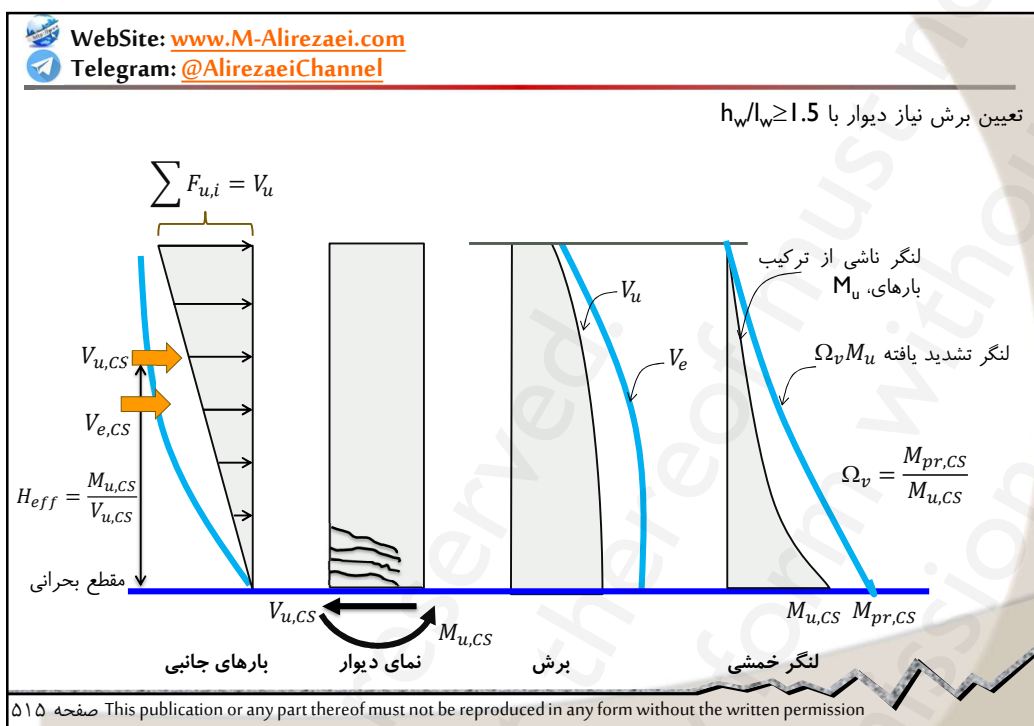
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

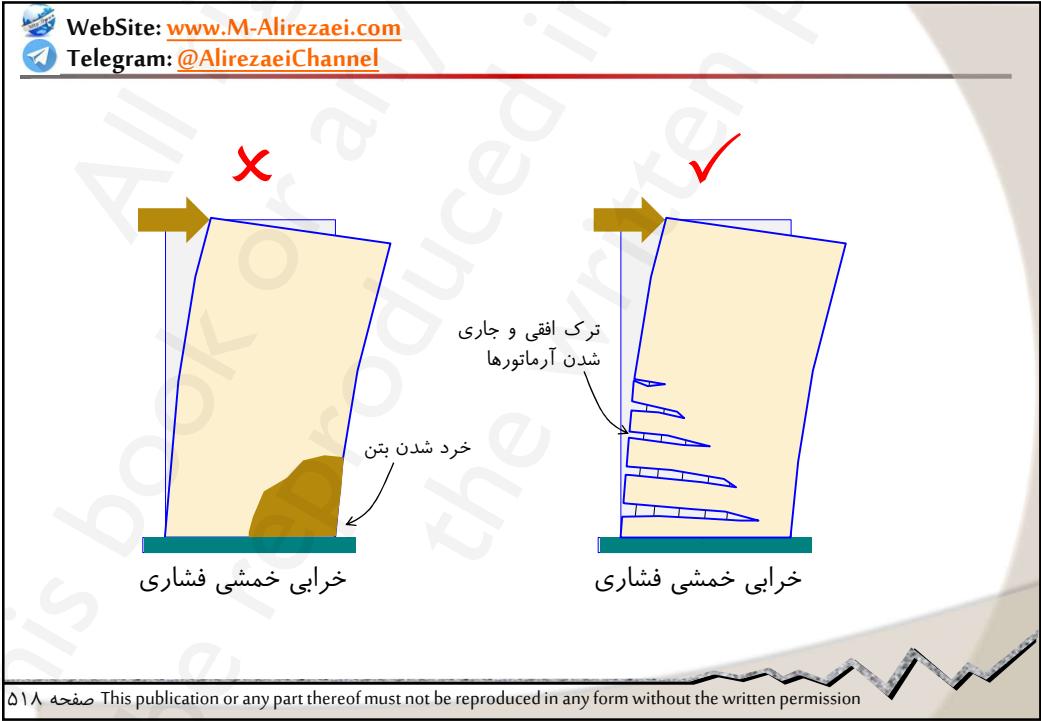
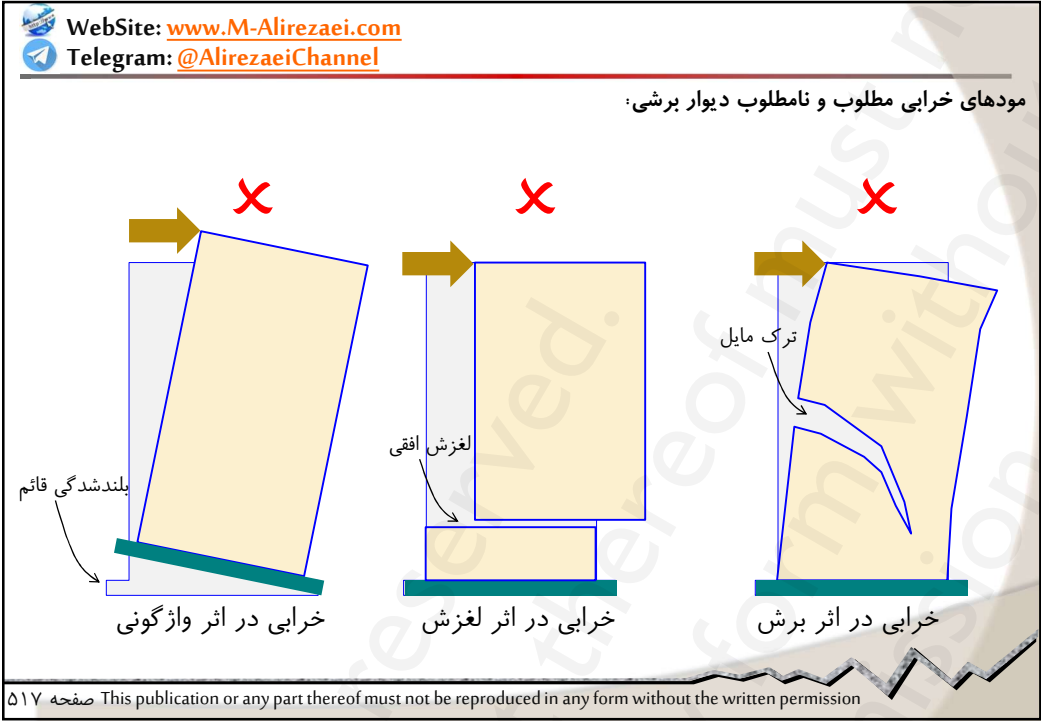
بطور کلی، خرابی برشی در دیوار برشی باعث از دست رفتن مقاومت محوری دیوار در برابر بارهای ثقلی و همچنین کاهش سریع مقاومت جانبی می‌شود.

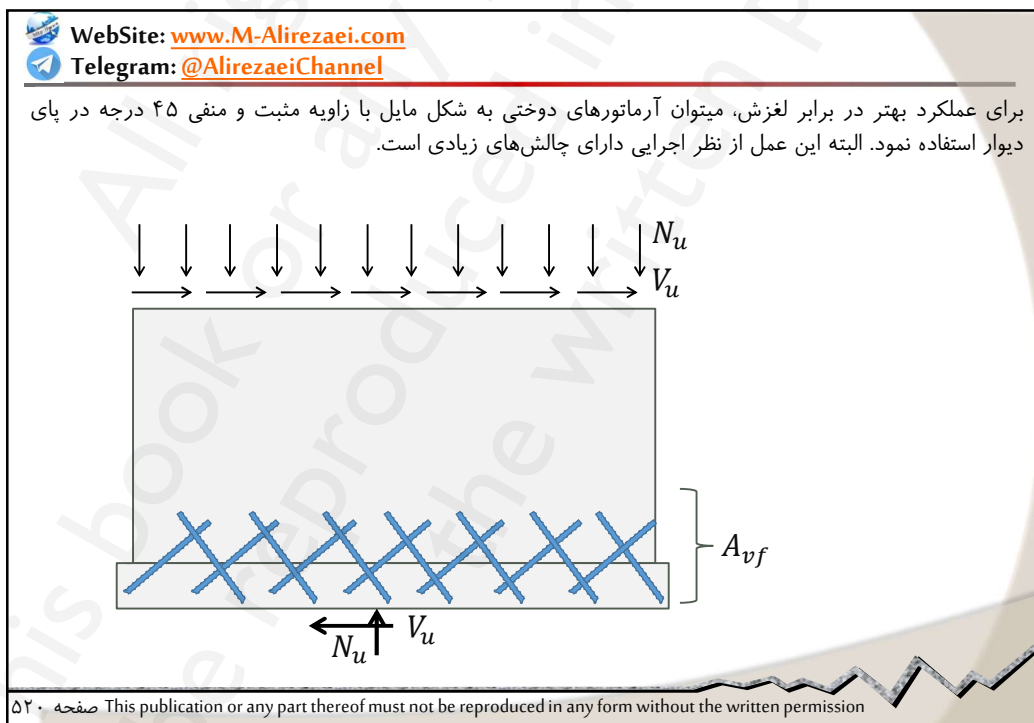
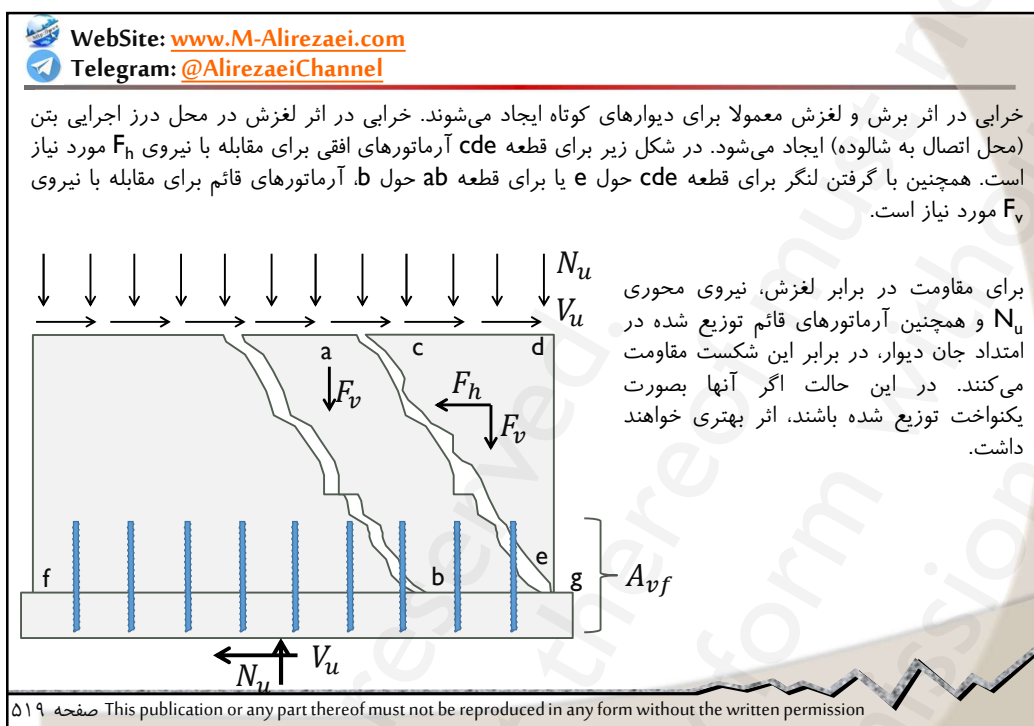
برای این منظور در مبحث نهم ویرایش ۹۹ نیروی برشی برای طراحی برشی دیوار برشی افزایش داده می‌شود.

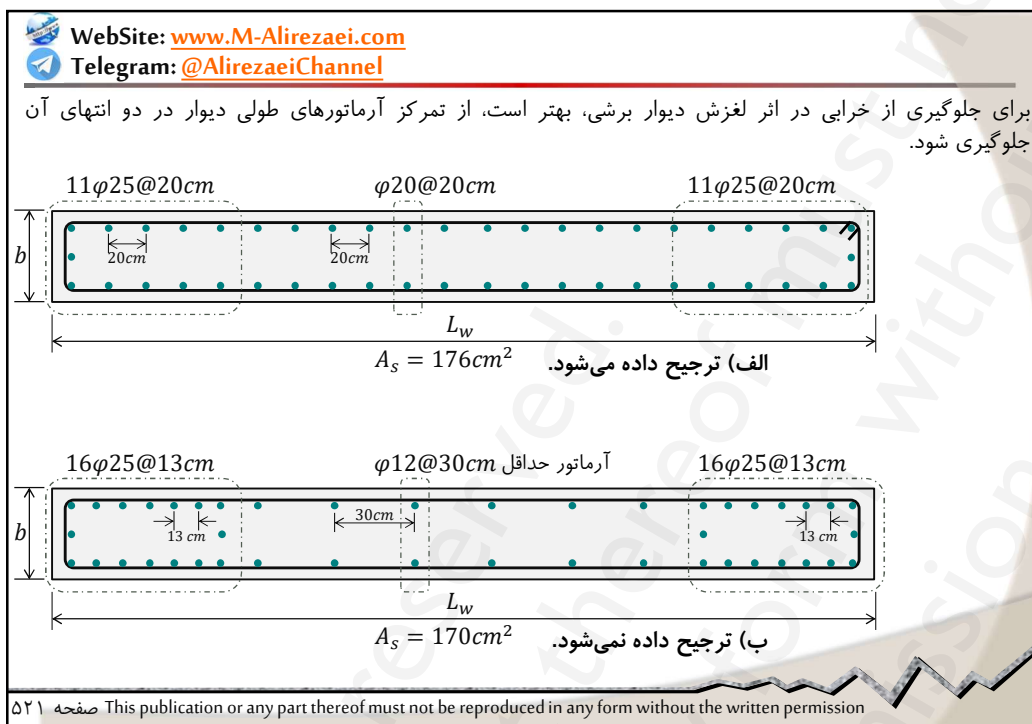
همچنین در ساختمان‌های طبقاتی، استفاده از روش تحلیل دینامیکی سبب تغییر در توزیع بارهای جانبی می‌شود و محل اعمال برآیند بارهای جانبی جابجای می‌شود.

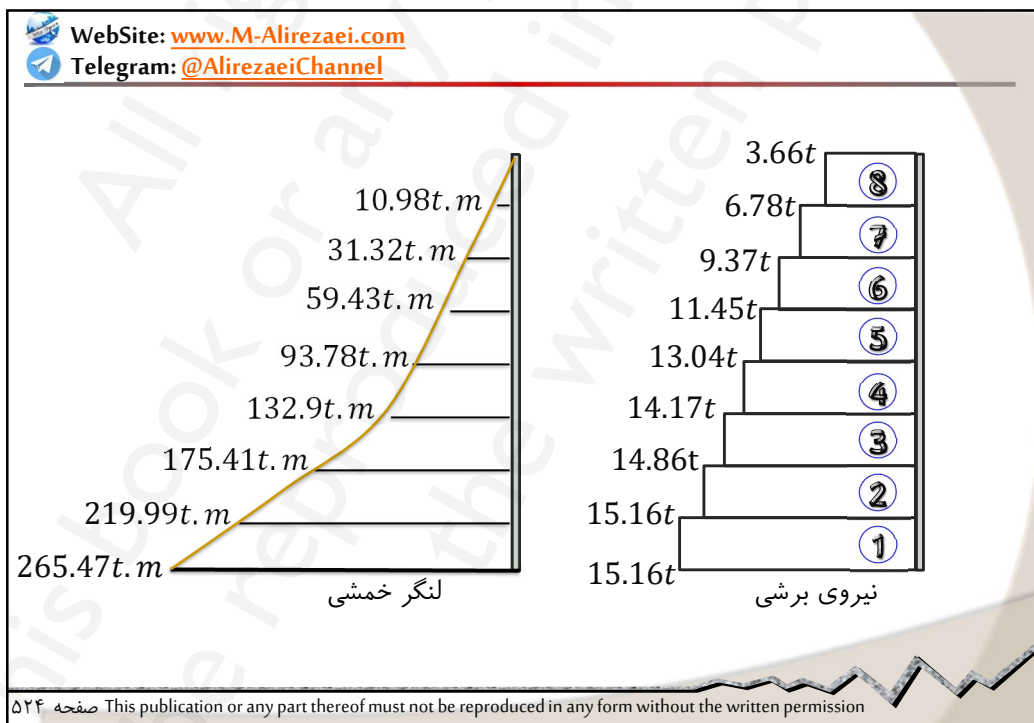
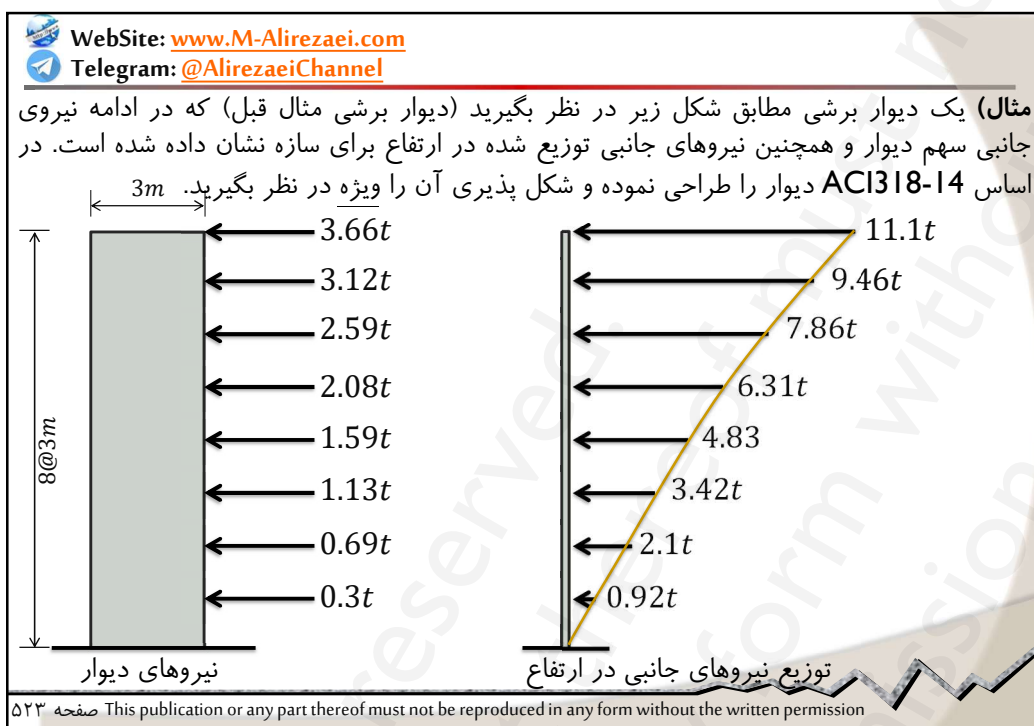
Δ۱۴ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission













WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

(۱) طراحی برای برش:

طبق چیزی که قبلا گفته شد، در صورتی که نیروی برشی $V_u > 0.53A_{cv}\lambda\sqrt{f'_c}$ و یا نسبت $h_w/l_w \geq 2.0$ باشد، بایستی از دو سفره آرماتور استفاده شود. که در آنها h_w و l_w به ترتیب ارتفاع و طول کلی دیوار هستند.

$$V_n = 0.53A_{cv}\lambda\sqrt{f'_c}hd = 0.53 \times 20 \times 300 \times \frac{\sqrt{300}}{1000} = 55.08 \text{ ton}$$

$$\frac{V_u}{\phi} = \frac{15.16}{0.75} = 20.21 \text{ ton} < 55.08 \text{ ton}$$

از آنجایی که $h_w/l_w = (24/3) = 8.0 \geq 2.0$ است، نیاز به دو سفر آرماتور میباشد.

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](https://t.me/AlirezaeiChannel)

(۱-۱) آرماتورهای برشی افقی:

طبق بند ۱۸.۱۰.۲.۱ برای دیوار برشی ویژه، نسبت آرماتورهای طولی و عرضی در دیوارهای برشی بایستی حداقل برابر ۰.۰۰۲۵ باشد، مگر آنکه برش V_u در دیوار از $0.27A_{cv}\lambda\sqrt{f'_c}$ بیشتر نباشد. در این حالت مقدار نسبت آرماتور طولی و عرضی را میتوان طبق ضوابط بند ۱۱.۶ کاهش داد. حداکثر فاصله بین آرماتورها در دیوار برشی ویژه ۴۵ سانتیمتر است.

$$S_{2,max} = 45 \text{ cm}$$

$$\frac{A_t}{S_2} = 0.0025h = 0.0025 \times 20 = 0.05 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

در صورتی که از دو سفر آرماتور ۱۰ استفاده شود:

$$\frac{2(0.785)}{S_2} = 0.05 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}} \rightarrow S_2 = 31.4 \text{ cm} < S_{2,max}$$

Use $\phi 10 \text{ mm bars @ } 30 \text{ cm}$

$$0.27A_{cv}\lambda\sqrt{f'_c} = 0.27 \times 20 \times 300 \times 1.0 \times \frac{\sqrt{300}}{1000} = 28.06 \text{ ton} > 17.374 \text{ ton}$$

بنابراین مقدار نسبت آرماتور طولی و عرضی را میتوان طبق ضوابط بند ۱۱.۶ کاهش داد که در این مثال از این کاهش صرف نظر میشود.

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](https://t.me/AlirezaeiChannel)

۲) طراحی برای خمش و نیروی محوری

در دیوارهای برشی که در آنها مقدار تنش در دورترین تار تحت بارهای ضریبدار شامل نیروی زلزله، از $0.2fc'$ بیشتر می‌شود، نیاز به المان مرزی دارند. این المان مرزی را می‌توان در طولی از قطعه که در آن تنش فشاری بتن از $0.15fc'$ کمتر می‌شود، قطع نمود. تنش را میتوان از رابطه زیر تعیین نمود:

$$\frac{P_u}{A_g} + \frac{M_u}{I_g} \times \frac{l_w}{2}$$

$$M_u = \phi \left[0.5A_s f_y l_w \left(1 + \frac{P_u}{A_s f_y} \right) \left(1 - \frac{c}{l_w} \right) \right]$$

$$\frac{c}{l_w} = \frac{\omega + \alpha}{2\omega + 0.85\beta_1} \quad \omega = \frac{A_s f_y}{l_w h f'_c} \quad \alpha = \frac{P_u}{l_w h f'_c}$$

در صورتی که از $\phi 10@30\text{cm}$ به عنوان میلگرد قائم استفاده شود، داریم:

صفحه ۵۲۹ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission



WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

$$\beta_1 = 0.85 - \frac{0.05}{70} (300 - 280) = 0.836 \rightarrow \omega = \frac{17.28 \times 4200}{300 \times 20 \times 300} = 0.04032$$

$$\alpha = \frac{P_u}{l_w h f'_c} = \frac{P_u (1000)}{300 \times 20 \times 300} = 0.00055 P_u$$

$$\frac{c}{l_w} = \frac{0.04032 + 0.00055 P_u}{2(0.04032) + 0.85(0.836)} = \frac{0.04032 + 0.00055 P_u}{0.79124}$$



صفحه ۵۳۰ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission



WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

* برای طبقه یک: با صرف نظر از بارهای ثقیل تحمل شده توسط دیوار و فقط با لحاظ وزن دیوار داریم:

$$1.2D+L+\rho Q_E$$

$$\text{Vertical load} = 1.2(0.2)(3)(24)(2.5) = 43.92 \text{ ton}$$

$$f = \frac{43.92}{20 \times 300} \pm \frac{265.47}{20 \times \frac{300^3}{12}} \times \frac{300}{2} = 95.81 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} > 0.2 \times 300 = 60 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

بنابراین به المان مرزی ویژه در انتهای دیوار نیاز است. ظرفیت خمشی در مقطع بیشترین لنگر:

$$\frac{c}{l_w} = \frac{0.04032 + 0.00055(43.92)}{0.79124} = 0.08094$$

$$c = 0.08094 \times 300 = 24.28 \text{ cm}$$

طول المان مرزی از دورترین تار بایستی به میزان بیشترین دو مقدار $0.1l_w - c$ و $c/2$ باشد.

صفحه ۵۳۱ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission



WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

$$M_u = 144.54 \text{ t.m} < 265.47 \text{ t.m}$$

$$M'_u = 265.47 - 144.54 \text{ t.m} = 120.93 \text{ t.m}$$

برای المان مرزی به طول ۳۵ سانتیمتر آرماتورهای اضافی در هر یک از المانها بصورت زیر است:

$$A_{s, \text{additional}} = \frac{120.93(100000)}{0.9(4200)(261)} + 4(0.785) = 15.4 \text{ cm}^2$$

از ۸φ۱۶ در المان های مرزی استفاده می شود.

آرماتورهای عرضی المان مرزی:

$$A_{sh} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} s b_c \\ 0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}} s b_c \end{array} \right.$$

صفحه ۵۳۲ 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 h_x نباید از کمترین دو مقدار ۳۵ سانتیمتر و دو سوم ضخامت دیوار فراتر رود.

$$h_x = \min \left(35 \text{ cm}, \frac{2}{3} \times 20 \right) = 13.33 \text{ cm}$$

فاصله آرماتورهای عرضی در المان مرزی نباید از مقادیر زیر بیشتر شود:

- ۱- یک سوم کمتر بعد المان مرزی
- ۲- شش برابر کوچکترین قطر میلگرد طولی
- ۳- مقدار s_0 محاسبه شده توسط رابطه زیر:

$$s_0 = 10 + \left(\frac{35 - 13.33}{3} \right) = 17.22 \text{ cm} > 15 \text{ cm}$$

مقدار s_0 نباید بیشتر از ۱۵ سانتیمتر لحاظ شود و همچنین نیازی نیست کمتر از ۱۰ سانتیمتر باشد.

فاصله آنها را ۵ سانتیمتر در نظر میگیریم.

$$s_{max} \leq \text{the smallest of } \begin{cases} \frac{20}{3} = 6.67 \text{ cm} \\ 6(1.6) = 9.6 \text{ cm} \\ s_0 = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

صفحه ۵۳۳ 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 طول بیشتر المان مرزی داریم:

$$b_{cl} = 20 - 2(4) = 12 \text{ cm}$$

برای طول کوتاه المان مرزی داریم:

$$b_{c2} = 35 - (4) = 31 \text{ cm}$$

$$A_{sh} = \max \begin{cases} 0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} s b_c = 0.3 \left(\frac{35 \times 20}{12 \times 31} - 1 \right) \frac{300}{4200} \times 5 \times 12 = 1.13 \text{ cm}^2 \\ 0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}} s b_c = 0.09 \frac{300}{4200} \times 5 \times 12 = 0.39 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

از دو ساق $\phi 10 @ 5 \text{ cm}$ استفاده میشود.

صفحه ۵۳۴ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission



WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

* برای طبقه دو: با صرف نظر از بارهای ثقلی تحمل شده توسط دیوار و فقط با لحاظ وزن دیوار داریم:

$$1.2D+L+\rho Q_E$$

$$\text{Vertical load} = 1.2(0.2)(3)(21)(2.5) = 38.43 \text{ ton}$$

$$f = \frac{38.43}{20 \times 300} \pm \frac{219.99}{20 \times \frac{300^3}{12}} \times \frac{300}{2} = 79.74 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} > 0.2 \times 300 = 60 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

بنابراین به المان مرزی ویژه در انتهای دیوار نیاز است. ظرفیت خمشی در مقطع بیشترین لنگر:

$$\frac{c}{l_w} = \frac{0.04032 + 0.00055(38.43)}{0.79124} = 0.0771$$

$$c = 0.0771 \times 300 = 23.13 \text{ cm}$$

طول المان مرزی از دورترین تار بایستی به میزان بیشترین دو مقدار $c - 0.1l_w$ و $c/2$ باشد.

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](https://t.me/AlirezaeiChannel)

$$M_u = 138.3 \text{ t.m} < 219.99 \text{ t.m}$$

$$M'_u = 219.99 - 138.3 \text{ t.m} = 81.69 \text{ t.m}$$

برای المان مرزی به طول ۳۵ سانتیمتر آرماتورهای اضافی در هر یک از المانها بصورت زیر است:

$$A_{s, \text{additional}} = \frac{81.69(100000)}{0.9(4200)(261)} + 4(0.785) = 11.42 \text{ cm}^2$$

از ۸φ۱۴ در المان های مرزی استفاده می شود.

آرماتورهای عرضی المان مرزی:

$$A_{sh} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} s b_c \\ 0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}} s b_c \end{array} \right.$$

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

مقدار h_x نباید از کمترین دو مقدار ۳۵ سانتیمتر و دو سوم ضخامت دیوار فراتر رود.

$$h_x = \min \left(35 \text{ cm}, \frac{2}{3} \times 20 \right) = 13.33 \text{ cm}$$

فاصله آرماتورهای عرضی در المان مرزی نباید از مقادیر زیر بیشتر شود:

- ۱- یک سوم کمتر بعد المان مرزی
- ۲- شش برابر کوچکترین قطر میلگرد طولی
- ۳- مقدار s_0 محاسبه شده توسط رابطه زیر:

$$s_0 = 10 + \left(\frac{35 - 13.33}{3} \right) = 17.22 \text{ cm} > 15 \text{ cm}$$

مقدار s_0 نباید بیشتر از ۱۵ سانتیمتر لحاظ شود و همچنین نیازی نیست کمتر از ۱۰ سانتیمتر باشد.

فاصله آنها را ۵ سانتیمتر در نظر میگیریم.

$$s_{max} \leq \text{the smallest of } \begin{cases} \frac{20}{3} = 6.67 \text{ cm} \\ 6(1.6) = 9.6 \text{ cm} \\ s_0 = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

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

برای طول بیشتر المان مرزی داریم:

$$b_{cl} = 20 - 2(4) = 12 \text{ cm}$$

برای طول کوتاه المان مرزی داریم:

$$b_{c2} = 35 - (4) = 31 \text{ cm}$$

$$A_{sh} = \max \begin{cases} 0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} s b_c = 0.3 \left(\frac{35 \times 20}{12 \times 31} - 1 \right) \frac{300}{4200} \times 5 \times 12 = 1.13 \text{ cm}^2 \\ 0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}} s b_c = 0.09 \frac{300}{4200} \times 5 \times 12 = 0.39 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

از دو ساق $\phi 10 @ 5 \text{ cm}$ استفاده میشود.

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](https://t.me/AlirezaeiChannel)

ضوابط طرح فونداسیون سیستم لرزه‌بر (Foundations)

- ضوابط این بخش به شالوده‌هایی اختصاص دارد که باید نیروهای ایجاد شده در اثر زلزله در سازه‌های با شکل پذیری متوسط و یا زیاد را تحمل کنند و یا آنها را بین سیستم مقاوم سازه و زمین منتقل نمایند.
- آرماتورهای طولی ستون‌ها و دیوارهایی که نیروهای ایجاد شده را تحمل می‌کنند، باید در داخل پی، شالوده‌های تکی، نواری، سراسری و یا سر شمع‌ها به گونه‌ای مهار شوند که بتوانند در فصل مشترک آنها به تنش کششی حد تسلیم برسند.
- در ستون‌هایی که برای اتصال گیردار به شالوده طراحی شده‌اند، در صورت نیاز به مهار قلابدار، انتهای آرماتورهای طولی تعبیه شده برای تحمل خمش باید دارای قلاب‌های با خم ۹۰ درجه رو بطرف مرکز ستون در نزدیک قسمت تحتانی شالوده باشند.

18.13.1.1 This section shall apply to foundations resisting earthquake-induced forces or transferring earthquake induced forces between structure and ground in structures assigned to SDC D, E, or F

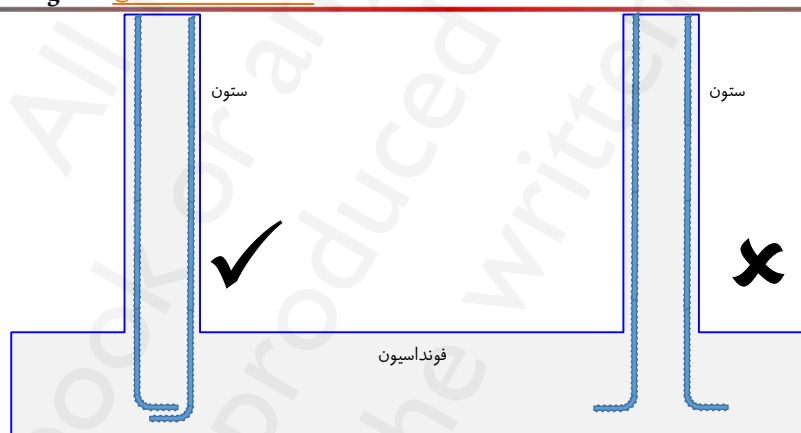
18.13.2.2 Columns designed assuming fixed-end conditions at the foundation shall comply with 18.13.2.1 and, if hooks are required, longitudinal reinforcement resisting flexure shall have 90-degree hooks near the bottom of the foundation with the free end of the bars oriented toward the center of the column.

۵۳۹ 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](https://t.me/AlirezaeiChannel)

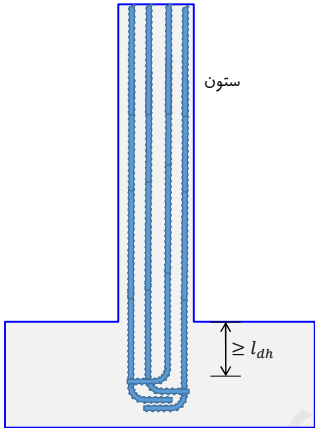


R18.13.2.2 Tests (Nilsson and Losberg 1976) have demonstrated that flexural members terminating in a footing, slab, or beam (a T-joint) should have their hooks turned inward toward the axis of the member for the joint to be able to resist the flexure in the member forming the stem of the T.

۵۴۰ 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

مشکلی که در این حالت برای خم میلگردهای طولی ستون ایجاد می‌شود، تراکم زیاد آنها در پایین برای خم به سمت داخل است. برای حل این مشکل می‌توان راهکار زیر را پیشنهاد داد:



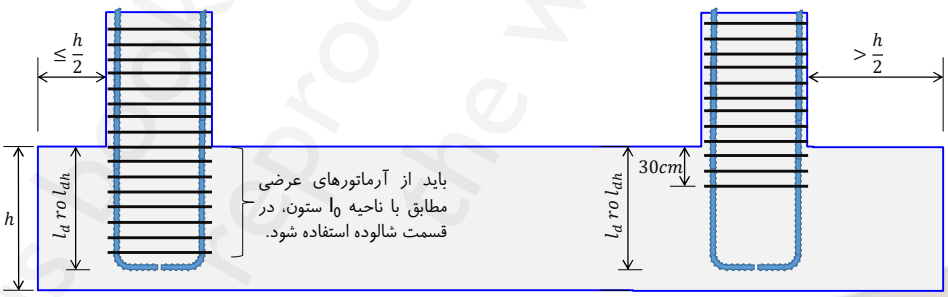
آرماتورهای طولی ستون در ارتفاعهای متفاوت خم شوند. البته باید دقت کرد که طول کوتاه‌ترین میلگرد از طول مهار آرماتور قلابدار کمتر نشود.

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

الزام امتداد آرماتورهای عرضی ستون گوشه در شالوده و در قاب ویژه و متوسط

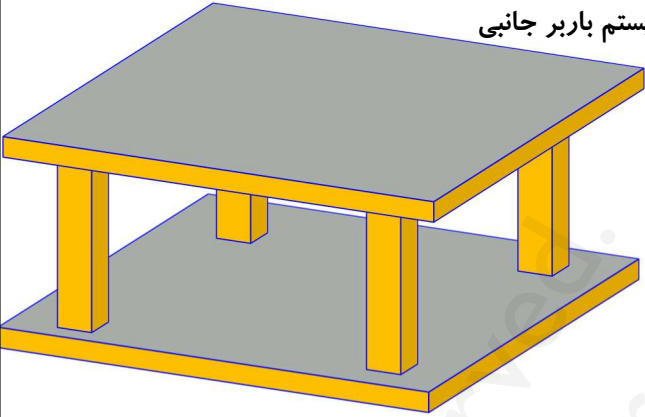
ویرایش ۹۹ مبحث نهم: طبق بند ۹-۲۰-۹-۲-۴، در ستون‌ها یا اجزاء لبه دیوارهای سازه‌ای ویژه که فاصله لبه آنها از لبه شالوده از نصف ضخامت شالوده کمتر باشد، باید از آرماتورهای عرضی مطابق با ناحیه ۱ا ستون، در قسمت شالوده استفاده شود. این آرماتورها باید از روی شالوده به اندازه طول مهار آرماتورهای طولی ستون و یا جزء لبه دیوار برشی ویژه که برای تنش f_y محاسبه شده است، در درون شالوده ادامه یابد. همچنین برای بقیه ستون‌ها به اندازه ۳۰ سانتیمتر آرماتور عرضی در شالوده لحاظ شود.



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](https://t.me/AlirezaeiChannel)

استفاده از دال به عنوان بخشی از سیستم باربر جانبی



دال تخت: دالی که به تیرها تکیه ندارد و مستقیماً روی دیوار یا ستون می‌نشیند.

ویرایش ۹۹ مبحث نهم:

۵-۲۰-۹ قاب‌های با شکل پذیری متوسط

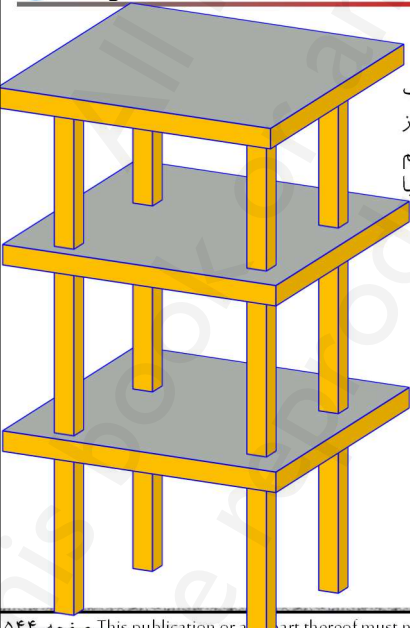
۵-۲۰-۹ دال‌های دو طرفه بدون تیر

۵-۲۰-۹ در سازه‌های با اهمیت بسیار زیاد و یا در مناطق با خطر نسبی زلزله‌ی بسیار زیاد، استفاده از سیستم دال و ستون به صورت سیستم قاب متوسط و یا سیستم دو گانه مجاز نمی‌باشد.

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](https://t.me/AlirezaeiChannel)

ویرایش چهارم ۲۸۰۰:



۵-۳-۳ استفاده از دال تخت یا قارچی و ستون به عنوان سیستم قاب خمشی منحصراً در ساختمان‌های سه طبقه، و یا کوتاه‌تر از ۱۰ متر مجاز است. در صورت تجاوز از این حد، تنها در صورتی استفاده از این سیستم مجاز می‌باشد، که مقابله با نیروی جانبی زلزله توسط دیوارهای برشی و یا قاب‌های مهاربندی شده تامین شود.

ویرایش ۹۲ مبحث نهم: توصیه ای در این زمینه ندارد

صفحه ۵۴۴ 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 بیست و دوم

ایرادات نگارشی مبحث نهم ویرایش ۹۹

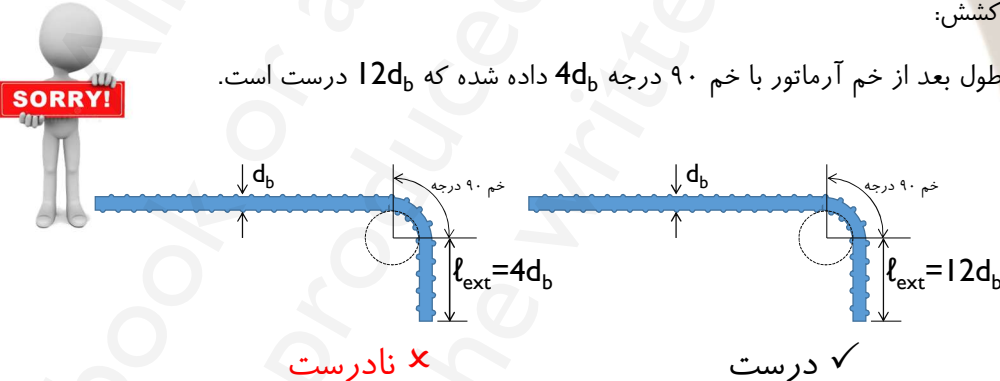


صفحه ۵۴۷ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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

- در صفحه ۴۲۱ (جدول ۹-۲۱-۱) و در بحث قلاب‌های استاندارد برای آرماتورهای طولی در کشش:

طول بعد از خم آرماتور با خم ۹۰ درجه $4d_b$ داده شده که $12d_b$ درست است.



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](https://t.me/AlirezaeiChannel)

- در بند ۹-۲۱-۳-۲ ضرایب اصلاح طول گیرایی میلگردهای آجدار در کشش بر اساس جدول ۹-۲۱-۳ داده شده است و در انتهای این بند گفته شده حاصل ضرب $\psi_t \psi_s$ نیازی نیست بیشتر از ۱.۷ در نظر گرفته شود. این عبارت باید به صورت $\psi_t \psi_e$ اصلاح گردد.



The product $\psi_t \psi_e$ need not exceed 1.7.

$\psi_t \times \psi_s \leq 1.7$
✗ نادرست

$\psi_t \times \psi_e \leq 1.7$
✓ درست

ψ_t ضریب موقعیت میلگرد است و برای میلگردهای افقی که حداقل ۳۰ سانتیمتر بتن تاز زیر آن قرار گیرد برابر ۱.۳ و برای سایر میلگردها برابر ۱.۰ است.

ψ_s ضریب قطر میلگرد است و برای میلگردهای با قطر ۲۰ و بیشتر برابر ۱.۰ و برای سایر میلگردها برابر ۰.۸ است.

ψ_e ضریب پوشش میلگرد است که برای میلگرد بدون اندود برابر ۱.۰ در نظر گرفته می‌شود.

معادل این بند نیز در مبحث نهم ویرایش ۹۲ (صفحه ۲۹۵) نیز وجود داشت.

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission صفحه ۵۴۹

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

بند ۹-۱۱-۶-۳ به صورت زیر باید اصلاح شود:

در تکیه‌گاه‌های ساده و در نقاط عطف منحنی تغییر شکل، قطر میلگردهای خمشی مثبت باید چنان باشد که طول گیرایی آنها موارد (الف) و (ب) را تامین کند. در مواردی که آرماتورهای خمشی مثبت فراتر از محور تکیه‌گاه به قلاب استاندارد یا مهار مکانیکی حداقل معادل قلاب استاندارد ختم شوند، نیازی به تامین موارد (الف) یا (ب) نیست.

الف) $l_d \leq \left(\frac{1.3M_n}{V_u} + l_a \right)$ اگر انتهای آرماتور خمشی با عکس العمل فشاری تکیه‌گاه محصور شده باشد

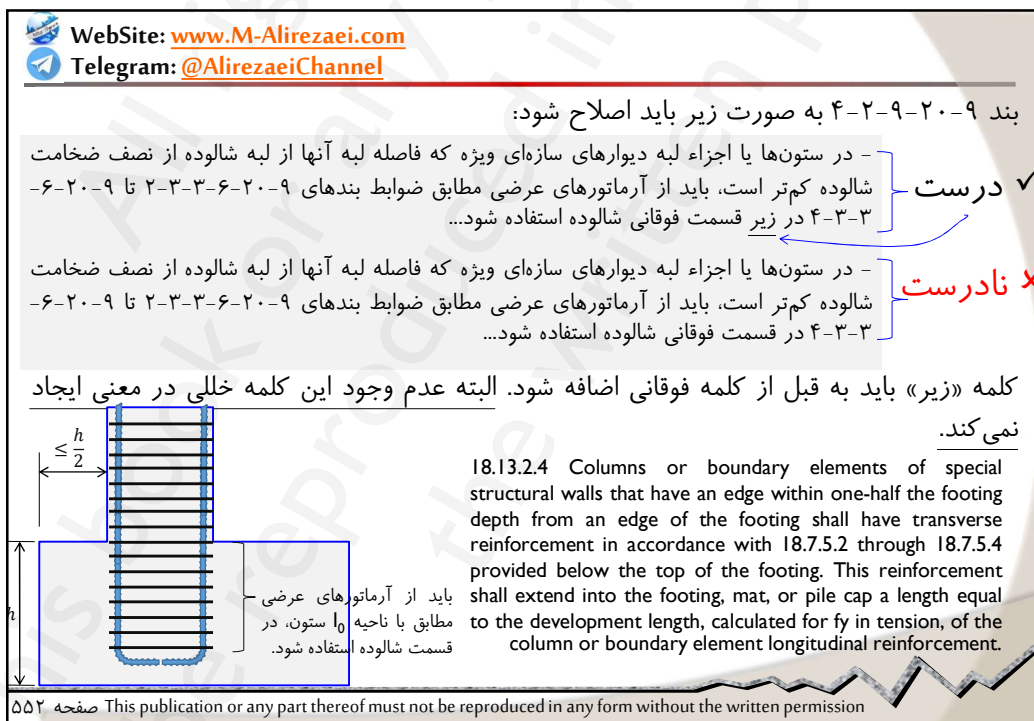
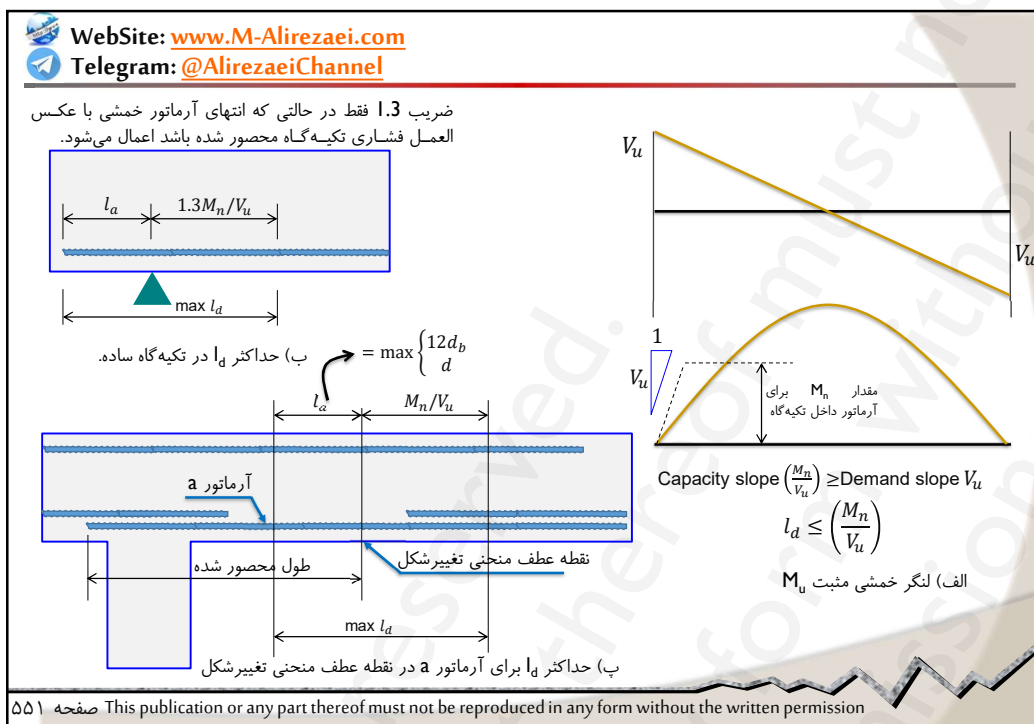
ب) $l_d \leq \left(\frac{M_n}{V_u} + l_a \right)$ اگر انتهای آرماتور خمشی با عکس العمل فشاری تکیه‌گاه محصور نشده باشد.

✓ درست



ب) $l_d \geq \left(\frac{M_n}{V_u} + l_a \right)$ اگر انتهای آرماتور خمشی با عکس العمل فشاری تکیه‌گاه محصور نشده باشد. ✗ نادرست

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission صفحه ۵۵۰



WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

بند ۹-۲۰-۷-۴ به صورت زیر باید اصلاح شود:

✓ درست ج- جزئیات آرماتورهای عرضی باید به گونه‌ای باشند که فاصله h_x بین آرماتورهای طولی در امتداد محیط جزء مرزی، که دارای تکیه‌گاه جانبی هستند از کمترین دو مقدار ۳۵۰ میلیمتر و دو سوم ضخامت جزء مرزی بیشتر نباشد.

✗ نادرست ج- جزئیات آرماتورهای عرضی باید به گونه‌ای باشند که فاصله h_x بین آرماتورهای طولی در امتداد محیط جزء مرزی، که دارای تکیه‌گاه جانبی هستند از کمترین دو مقدار ۳۵۰ میلیمتر و دو سوم ضخامت جزء مرزی بیشتر باشد.

کلمه باشد به اشتباه نوشته شده است.

ACI 318-19:

f) Transverse reinforcement shall be arranged such that the spacing h_x between laterally supported longitudinal bars around the perimeter of the boundary element shall not exceed the lesser of 350 mm and two-thirds of the boundary element thickness.

SORRY!

صفحه ۵۵۳ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

در بند ۹-۲۲-۱۲-۳-۱ و در رابطه مربوط به تنش تسلیم میانگین میلگردها، (رابطه ۳-۲۲-۹) یک اشتباه تایپی در بیان تنش تسلیم مشاهده شده رخ داده است.

✓ درست $f_{y,obs,m} = \frac{\sum_{i=1}^{10} (f_{y,obs})_i}{10}$ (3 - 22 - 9)

✗ نادرست $f_{y,obs,m} = \frac{\sum_{i=1}^{10} (f_{y,obs,m})_i}{10}$ (3 - 22 - 9)

صفحه ۵۵۴ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

4 نادرست

۲ دست

۱.۶W، از ۱.۰W استفاده شود.

SORRY!

توجه: مقادیر بار باد تجویز شده در مبحث ششم، براساس دوره بازگشت ۵۰ ساله تعیین شده است. برای داشتن مقادیر بار باد در تراز مقاومت، باید سرعت باد در دوره بازگشت‌های ۳۰، ۷۰ و ۱۷۰۰ سال (بسته به طبقه‌بندی احتمال رخداد) در دست باشد.

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

دورگیر ہ

یادداشت: در مواردی که تنش فشاری در تارهای انتهایی $\sigma \geq 0.2f'_c$ باشد الزامات جزء مرزی ویژه باید رعایت شود. جزء مرزی ویژه تا جایی ادامه پیدا کند که $\sigma < 0.15f'_c$ باشد. از آنجا که $\frac{h_w}{l_w} \leq 2.0$ است ضوابط بند ۲۰-۷-۴-۴ (پ) کاربردی ندارد.

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission of the publisher. صفحة ٥٥٦

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

شکل ۹-۲۰-۲ (ب) باید بصورت زیر اصلاح شود:

آنگاه عضو مرزی ویژه نیاز است
طول گیرایی از لبه بالا و پایین باز شو
که برای تنش f_y محاسبه می شود.

$\sigma \geq 0.2f'_c$
 $\rho > \frac{2.8}{f_y}$
دورگیر مطابق بند ۹-۲۰-۷-۴-۵

$\sigma \leq 0.15f'_c$
 $\rho > \frac{2.8}{f_y}$
دورگیر مطابق بند ۹-۲۰-۷-۴-۵

$\sigma \leq 0.2f'_c$
 $b \geq \frac{h_u}{16}$
به عضو مرزی ویژه نیاز
است. یادداشت دیده شود

یادداشت: در مواردی که تنش فشاری در تارهای انتهایی $\sigma \geq 0.2f'_c$ باشد الزامات جزء مرزی ویژه باید رعایت شود. جزء مرزی ویژه تا جایی ادامه پیدا کند که $\sigma < 0.15f'_c$ باشد. از آنجا که $\frac{h_u}{l_w} \leq 2.0$ است ضوابط بند ۹-۲۰-۷-۴-۵ (پ) کاربردی ندارد.

صفحه ۵۵۷ 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 بند ۹-۲۰-۳-۶-۴ داریم:

استفاده از وصله‌ی پوششی در میلگردهای طولی فقط در نیمه‌ی میانی طول ستون مجاز است. طول پوشش این وصله‌ها باید برای کنش در نظر گرفته شود. در طول این وصله‌ها باید آرماتورهای عرضی مطابق ضوابط بندهای ۹-۲۰-۳-۶-۲ تا ۹-۲۰-۳-۶-۵ به کار برده شوند.

استفاده از وصله‌ی پوششی در میلگردهای طولی فقط در نیمه‌ی میانی طول ستون مجاز است. طول پوشش این وصله‌ها باید برای کنش در نظر گرفته شود. در طول این وصله‌ها باید آرماتورهای عرضی مطابق ضوابط بندهای ۹-۲۰-۳-۶-۲ و ۹-۲۰-۳-۶-۳ به کار برده شوند.

در محل وصله آرماتورها نیازی به رعایت ضوابط بند ۹-۲۰-۳-۶-۴ و ۹-۲۰-۳-۶-۵ (آرماتورهای عرضی ویژه ناحیه l_0) نیست.

$100 \text{ mm} \leq s_0 = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3} \right) \leq 150 \text{ mm}$

صفحه ۵۵۸ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission



WebSite: www.M-Alirezaei.com

Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

متن ACI318-19

18.7.4.4 Mechanical splices shall conform to 18.2.7 and welded splices shall conform to 18.2.8. Lap splices shall be permitted only within the center half of the member length, shall be designed as tension lap splices, and shall be enclosed within transverse reinforcement in accordance with 18.7.5.2 and 18.7.5.3.

18.7.5.2 Transverse reinforcement shall be in accordance with (a) through (f):

- (a) Transverse reinforcement shall comprise either single or overlapping spirals, circular hoops, or single or overlapping rectilinear hoops with or without crossties.
- (b) Bends of rectilinear hoops and crossties shall engage peripheral longitudinal reinforcing bars.
- (c) Crossties of the same or smaller bar size as the hoops shall be permitted, subject to the limitation of 25.7.2.2. Consecutive crossties shall be alternated end for end along the longitudinal reinforcement and around the perimeter of the cross section.
- (d) Where rectilinear hoops or crossties are used, they shall provide lateral support to longitudinal reinforcement in accordance with 25.7.2.2 and 25.7.2.3.
- (e) Reinforcement shall be arranged such that the spacing h_x of longitudinal bars laterally supported by the corner of a crosstie or hoop leg shall not exceed 350 mm around the perimeter of the column.
- (f) Where $P_u > 0.3A_g f'_c$ or $f'_c > 70$ MPa in columns with rectilinear hoops, every longitudinal bar or bundle of bars around the perimeter of the column core shall have lateral support provided by the corner of a hoop or by a seismic hook, and the value of h_x shall not exceed 200 mm. P_u shall be the largest value in compression consistent with factored load combinations including E.

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](https://t.me/AlirezaeiChannel)

18.7.5.3 Spacing of transverse reinforcement shall not exceed the least of (a) through (d):

- (a) One-fourth of the minimum column dimension
- (b) For Grade 420, 6db of the smallest longitudinal bar
- (c) For Grade 550, 5db of the smallest longitudinal bar
- (d) so, as calculated by:

$$s_0 = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3} \right)$$

The value of s_0 from Eq. (18.7.5.3) shall not exceed 150 mm and need not be taken less than 100 mm.

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

طبق بند ۹-۲۰-۷-۵-۳ داریم:

در تیرهای همبندی که هیچ کدام از شرایط بندهای ۹-۲۰-۷-۵-۱ و ۹-۲۰-۷-۵-۲ وجود ندارد، می‌توان از دو گروه آرماتورهای قطری متقاطع که به صورت متقارن نسبت به مرکز تیر قرار داده شده‌اند، یا از آرماتورهایی مطابق ضوابط بندهای ۹-۲۰-۶-۲، ۹-۲۰-۶-۳، ۹-۲۰-۶-۴ و با منظور نمودن اجزای مرزی دیوارها به عنوان تکیه گاه‌های ستونی، استفاده نمود.

در تیرهای همبندی که هیچ کدام از شرایط بندهای ۹-۲۰-۷-۵-۱ و ۹-۲۰-۷-۵-۲ وجود ندارد، می‌توان از دو گروه آرماتورهای قطری متقاطع که به صورت متقارن نسبت به مرکز تیر قرار داده شده‌اند، یا از آرماتورهایی مطابق ضوابط بندهای ۹-۲۰-۶-۲، ۹-۲۰-۶-۳، ۹-۲۰-۶-۴ و با منظور نمودن اجزای مرزی دیوارها به عنوان تکیه گاه‌های ستونی، استفاده نمود.

نادرست

SORRY!

درست

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission صفحه ۵۶۱

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

صفحه ۳۹۰ مبحث نهم، پاراگراف وسط صفحه:

به منظور محاسبه‌ی A_g فرض می‌شود پوشش بتن مطابق بند ۴-۹ در هر چهار طرف هر گروه از آرماتورهای قطری موجود است. فاصله‌ی آرماتورهای عرضی در امتداد آرماتورهای قطری باید مطابق بند ۲۰-۷-۳-۳ (پ) باشد و از شش برابر قطر اسمی کوچکترین آرماتور قطری بیشتر نباشد و ...

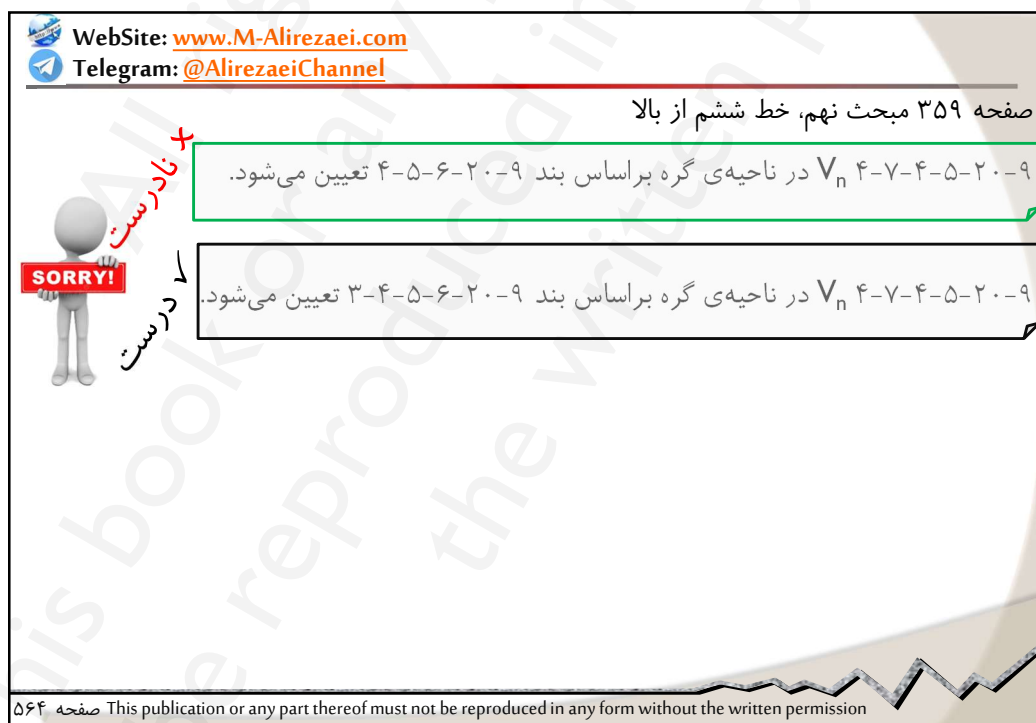
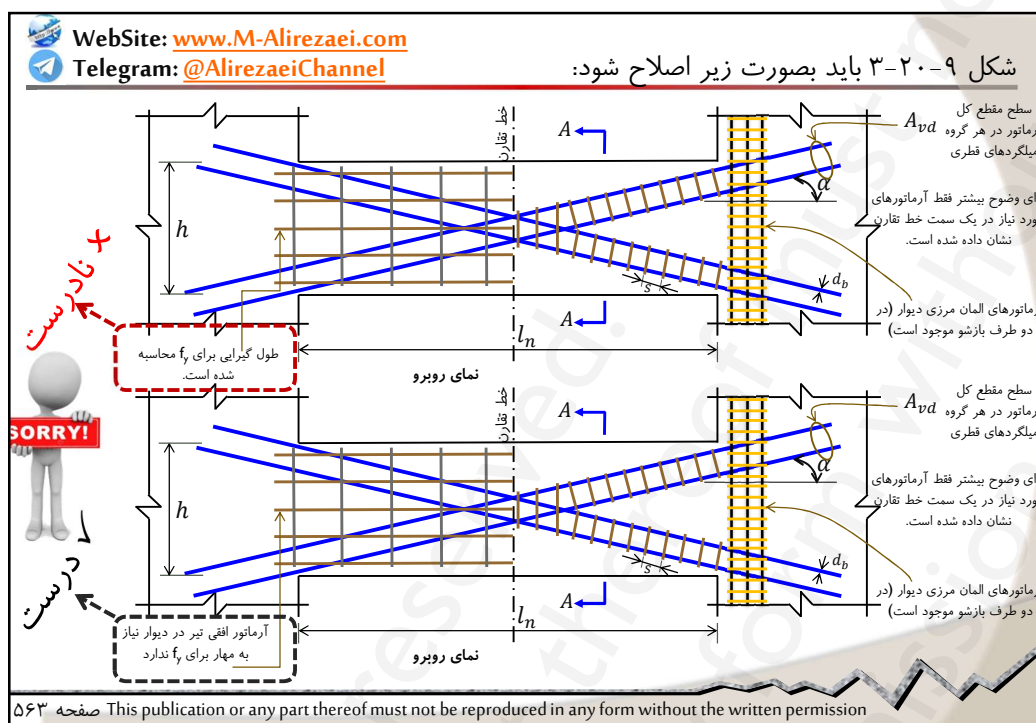
به منظور محاسبه‌ی A_g فرض می‌شود پوشش بتن مطابق بند ۴-۹ در هر چهار طرف هر گروه از آرماتورهای قطری موجود است. فاصله‌ی آرماتورهای عرضی در امتداد آرماتورهای قطری باید مطابق بند ۲۰-۷-۳-۳ (پ) باشد و از شش برابر قطر اسمی کوچکترین آرماتور قطری بیشتر نباشد و ...

نادرست

SORRY!

درست

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission صفحه ۵۶۲



WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

صفحه ۲۰۷ بند ۹-۱۱-۶-۳:

در صورتی که مقاومت برشی مورد نیاز فولادهای برشی $V_s \leq 0.33\sqrt{f'_c}b_wd$ باشد، حداکثر فاصله‌ی افقی بین آرماتورهای برشی عمود بر محور عضو نباید از کمترین مقدار $d/2$ و ۶۰۰ میلیمتر، بیشتر بوده، و حداکثر فاصله‌ی ساق‌ها در عرض مقطع نباید از کمترین مقدار d و ۶۰۰ میلیمتر بیشتر باشد.

در صورتی که مقاومت برشی مورد نیاز فولادهای برشی $V_s \leq 0.33\sqrt{f'_c}b_wd$ باشد، حداکثر فاصله‌ی افقی بین آرماتورهای برشی در امتداد محور عضو نباید از کمترین مقدار $d/2$ و ۶۰۰ میلیمتر، بیشتر بوده، و حداکثر فاصله‌ی ساق‌ها در عرض مقطع نباید از کمترین مقدار d و ۶۰۰ میلیمتر بیشتر باشد.

نادرست  **درست**

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission صفحه ۵۶۵

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: [@AlirezaeiChannel](https://t.me/AlirezaeiChannel)

صفحه ۵۵ بند ۹-۳-۲-۲:

برای منظور کردن مشخصات بتن‌های سبک، کلیه‌ی روابط این آیین‌نامه که در آنها از $\sqrt{f'_c}$ استفاده شده است، در ضریب λ مطابق جداول ۱-۳-۹ و ۲-۳-۹ ضرب می‌گردد.

برای منظور کردن مشخصات بتن‌های سبک، در روابط مورد نیاز این آیین‌نامه که در آنها از $\sqrt{f'_c}$ استفاده شده است، در ضریب λ مطابق جداول ۱-۳-۹ و ۲-۳-۹ ضرب می‌گردد.

نادرست  **درست**

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission صفحه ۵۶۶

