Copyright© M.Alirezaei
All rights reserved.
M.Alirezaei@iiees.ac.ir
www.M-Alirezaei.com
براساس ویرایش ۹۹ مبحث نهم
طراحی ساختمان‌های بتنی
ضوابط لرزه‌ای و غیر لرزه‌ای
Concrete Buildings Structural Design
مدرس: مهدی علیرضایی
دکترای عمران - زلزله

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel
www.M-Alirezaei.com
کانال تلگرام
@AlirezaeiChannel
mehdi alirezaei
مهدی علیرضایی
Assistant Professor of Earthquake Engineering
معرفی
صفحه ۲ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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

نسخه انتشار: بهار ۱۴۰۰ **Version: 1.0**

✎ 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 شوید.

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

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

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

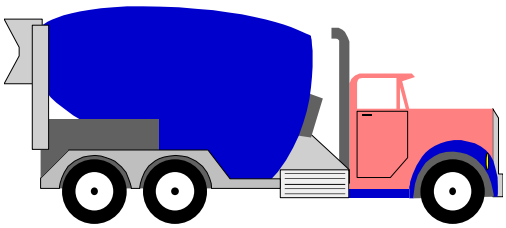
چند تبدیل واحد مهم

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 m2 = 10.7643 ft2	1 ft2 = 0.0929 m2
	1 km2 = 0.3861 mi2	1 mi2 = 2.59 km2
حجم	1 L = 0.2642 gal	1 gal = 4 qt = 3.7854 L
	1 ml = 1 cm3	1 ft3 = 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

فهرست مطالب

1 ⇦ کلیات
2 ⇦ مشخصات بتن و فولاد
3 ⇦ جزئیات آرماتورگذاری
4 ⇦ تحلیل و طراحی سازه‌های بتنی
5 ⇦ تحلیل و طراحی اعضای بتنی برای خمش
6 ⇦ برش و کشش قطری
7 ⇦ خیز و کنترل عرض ترک
8 ⇦ طرح تیر عمیق با روش بند و بست
9 ⇦ دال‌های یکطرفه
10 ⇦ ستون‌های تحت بار محوری
11 ⇦ اعضای تحت بار فشاری و خمش

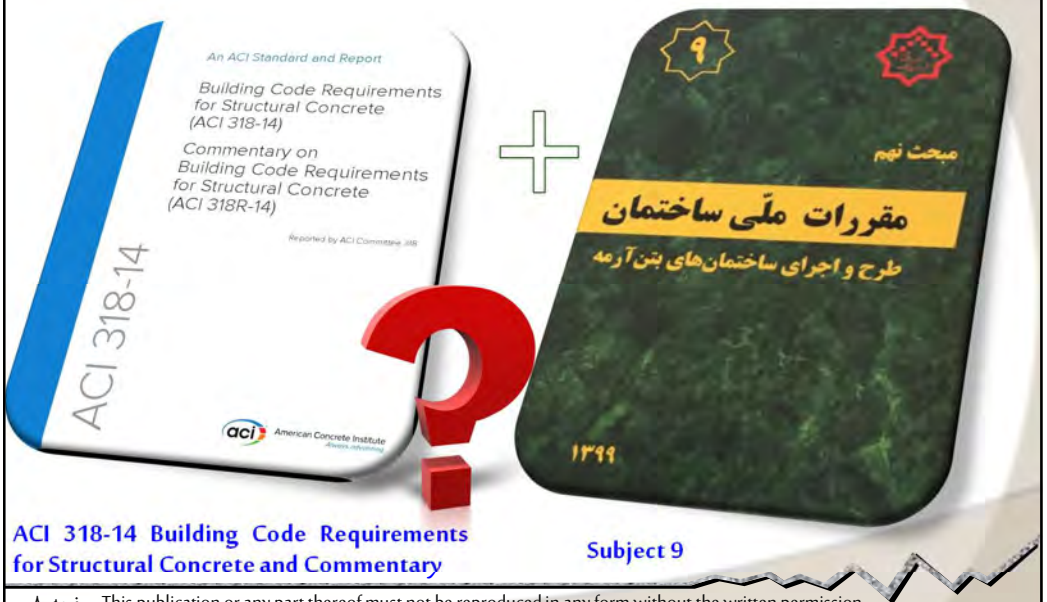


صفحه ۶ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

12 ستون‌های لاغر
13 شالوده‌ها
14 دیوارهای حائل و برشی معمولی
15 طراحی برای پیچش
16 تیرها و قاب‌های پیوسته
17 دال‌های دوطرفه
18 راه‌پله
19 اعضای پیش تنیده
20 طراحی لرزه‌ای سازه‌های بتنی
21 تیرهای بتنی منحنی در پلان
22 ایرادات نگارشی مبحث نهم ویرایش ۹۹

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

معرفی چند منبع مهم

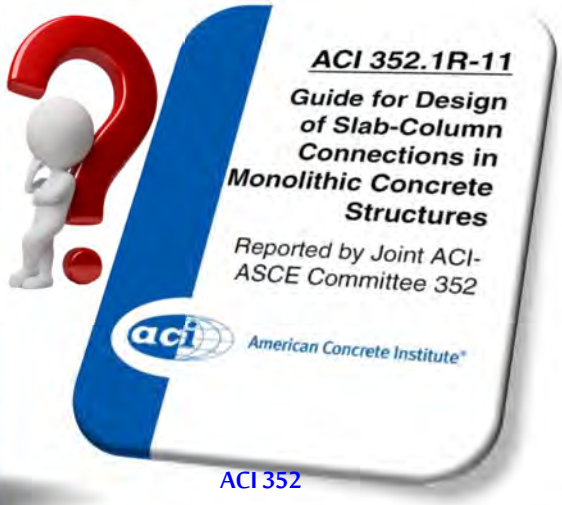


ACI 318-14 Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary

Subject 9

 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 352

Slab-Column Connections in Monolithic Concrete Structures

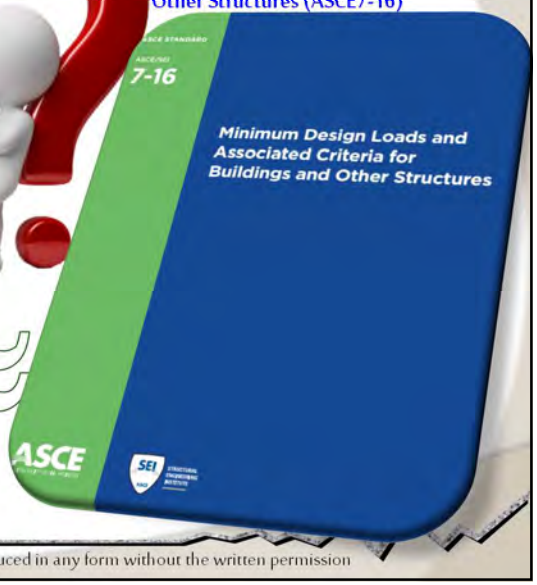
ACI 318-19 Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary

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

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

Subject 6

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



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
Design of Concrete Structures
Arthur H. Nilson
David Darwin
Charles W. Dolan
SEISMIC DESIGN of REINFORCED CONCRETE and MASONRY BUILDINGS
T. Paulay
M.J.N. Priestley
Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings :Thomas Paulay, M. J. N. Priestley
Design of Concrete Structures Nilson Book
صفحه ۱۱ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

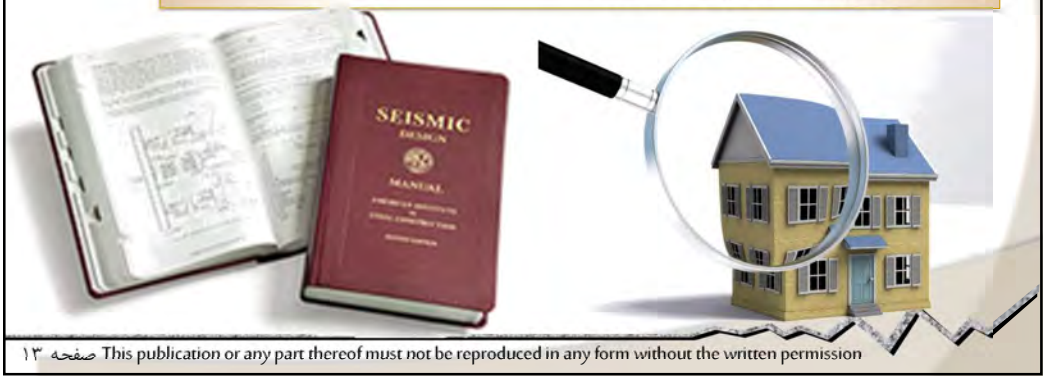
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel
REINFORCED CONCRETE DESIGN OF TALL BUILDINGS
ASCE/SEI 7-05
2006/2009 IBC
ASCE/SEI 41-06
ACI 318-05/08
BUNGALE S. TARANATH, PH.D., P.E., S.E.
CRC Press
Bungale S. Taranath, Ph.D., P.E., S.E.
TALL BUILDING DESIGN
Steel, Concrete, and Composite Systems
CRC Press
Reinforced Concrete Design of Tall Buildings
Structural Analysis and Design of Tall Buildings
صفحه ۱۲ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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

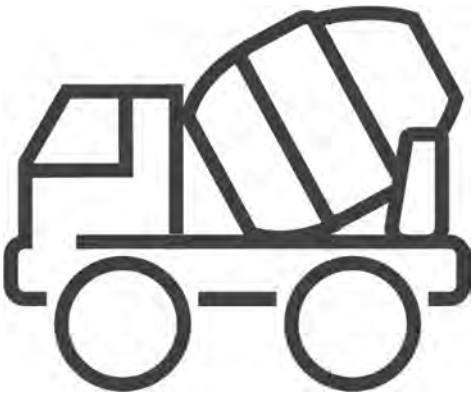
۳- آشنایی با بارگذاری لرزه‌ای سازه‌ها



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

فصل اول

کلیات



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

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.

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

یک سازه بتنی را می‌توان به اجزای زیر تقسیم نمود:

۱- تیرها (Beams): المان‌های افقی که بارهای جانبی و ثقلی را تحمل می‌کنند.

۲- دال ها (Slabs): المان‌های صفحه‌ای افقی که بارهای ثقلی را تحمل می‌کنند.

۳- ستون‌ها (Columns): المان‌های قائم که عموما تحت نیروی محوری و لنگر خمشی ناشی از بارهای ثقلی و جانبی هستند.

۴- دیوارها (Walls): المان‌های صفحه‌ای قائم که عموما 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

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

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 ACI318-71 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.

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

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

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.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

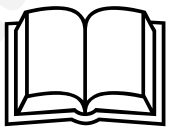
برخی موارد در مبحث نهم ۹۹، بصورت جدید اضافه شده است. مثلا فصل طراحی دیافراگم و سه پیوست در انتها که قبلا وجود نداشت.

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

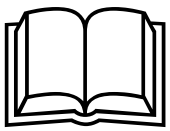
حذف عمده مطالب مرتبط با تکنولوژی بتن از ویرایش جدید

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

تکنولوژی بتن مبحث نهم



آیین‌نامه بتن ایران
جلد اول
تحلیل و طراحی



آیین‌نامه بتن ایران
جلد دوم
مصالح و اجرا
حدود ۳۰۰ صفحه

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

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 می‌آید.

معایب سازه بتنی:

۱- مقاومت کششی پایین

۲- نیاز به مخلوط کردن و عمل آوری دارد.

۳- نیاز به قالب‌بندی دارند.

۴- مقاومت فشاری کمتر نسبت به فولاد

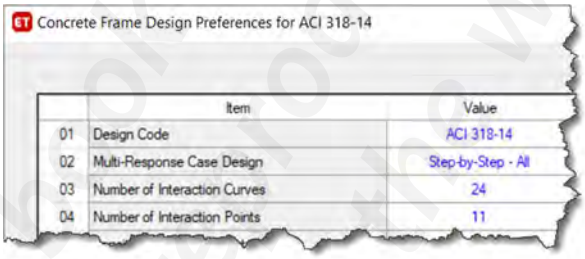
۵- ایجاد ترک و خزش در مقاطع

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

کاربرد راحت‌تر و فهم بهتر

در ویرایش ۹۹ مبحث نهم شکل‌هایی جهت فهم بهتر مطالب به نقل از ACI318-19 ترسیم شده که بیان مفهوم بندهای متن را راحت‌تر می‌کند.

همچنین با توجه به اینکه برنامه ETABS از آیین نامه ACI318-14 پشتیبانی می‌کند و این برنامه در کشور بیشتر مورد استفاده قرار می‌گیرد، کنترل‌های ضوابط خیلی راحت‌تر و یکپارچه‌تر شده است. مثلا برنامه وقتی آیین‌نامه کانادا مورد استفاده قرار گیرد، پیچش تیرها 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

صفحه 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

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 20
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

صفحه ۲۵ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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

تنظیمات کلی آیین نامه طراحی

از مسیر Design menu > Concrete Frame Design > View/Revise Preferences داریم:

Design menu > Concrete Frame Design > View/Revise Preferences

?

ضریب امگاصفر
ضریب نامعینی
شتاب طیفی در دوره تناوب کوتاه

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
05	Consider Minimum Eccentricity?	Yes
06	Design for B/C Capacity Ratio?	Yes
07	Seismic Design Category	D
08	Design System Omega0	8
09	Design System Rho	1
10	Design System Sds	0
11	Phi (Tension Controlled)	0.9
12	Phi (Compression Controlled Tied)	0.65
13	Phi (Compression Controlled Spiral)	0.75
14	Phi (Shear and/or Torsion)	0.75
15	Phi (Shear Seismic)	0.6
16	Phi (Joint Shear)	0.85
17	User Defined Allowable PT Stresses?	No
18	Concrete Strength Ratio at Transfer f'ci / f'c	0.8

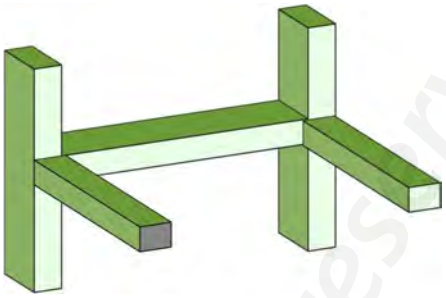
صفحه ۲۶ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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

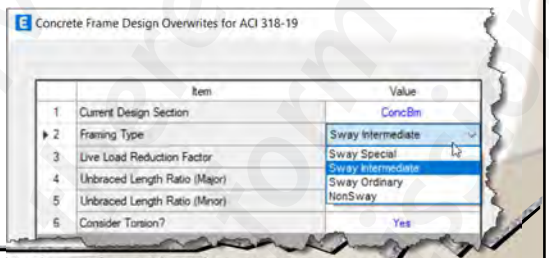
تنظیمات کلی آیین نامه طراحی

جهت طراحی آیین نامه ACI318-14 یا ACI318-19 انتخاب شود. حتماً باید اثرات P-Delta لحاظ شود.

برای اعمال شکل پذیری اعضا، آنها را انتخاب و از مسیر Design menu > Concrete Frame Design > Review/Revise Overwrites اقدام نموده و برای آنها شکل پذیری مورد نظر را انتخاب کنید.



برای تیرهای طرح حالت NonSway انتخاب شود.



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

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

فصل دوم

مشخصات بتن و فولاد

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

مشخصات بتن

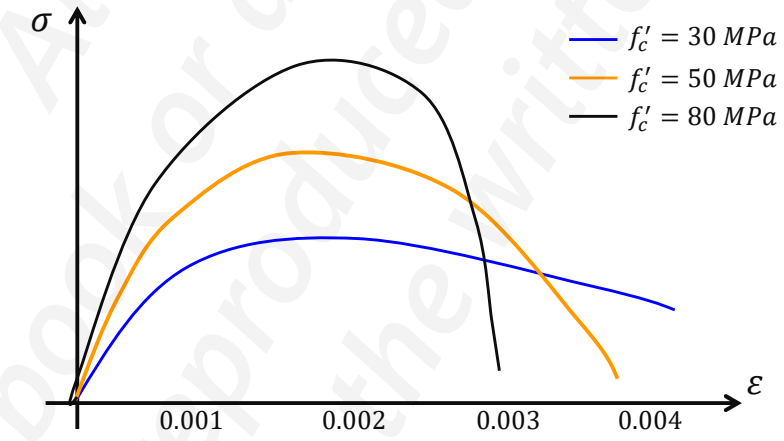
۱- مقاومت فشاری (Compressive strength):

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.

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

با افزایش مقاومت مشخصه فشاری بتن، از شکل پذیری آن کاسته می‌شود.



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

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

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

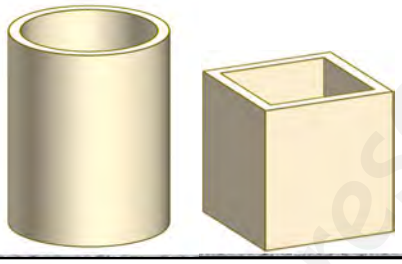
حذف نمونه های مکعبی برای بتن در مبحث نهم جدید

مبحث نهم ویرایش ۹۲: نمونه‌گیری از بتن با دو قالب استوانه‌ای و مکعبی انجام می‌شود. در نمونه استوانه‌ای ارتفاع، ۲ برابر قطر است. از نظر آیین‌نامه، نمونه استوانه‌ای 150x300 mm، استاندارد است.

نمونه‌های استوانه‌ای: 100x200 – 150x300 – 200x400 – 250x500 – 300x600

نمونه‌های مکعبی: 100 – 150 – 200 – 250 – 300

مبحث نهم ویرایش ۹۹: طبق بند ۹-۳-۳-۱ مقاومت فشاری مشخصه‌ی بتن، f'_c بر اساس آزمایش‌های ۲۸روزه 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 ۳۱ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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

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

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

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

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

مثال) در صورتی که مقاومت فشاری ۲۸ روزه یک نمونه مکعبی به ابعاد ۳۰۰ میلیمتر برابر 27 Mpa باشد، مقاومت ۲۸ روزه نظیر یک نمونه استوانه‌ای 250x500 چقدر است؟

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

مقاومت نمونه مکعبی به بعد ۲۰۰ میلیمتر $= \frac{27}{0.90} = 30\ MPa$

۲) 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.

۳) تبدیل مقاومت استوانه‌ای استاندارد به نمونه استوانه‌ای 250x500: با استفاده از ضریب r_1 داریم:

مقاومت نمونه استوانه‌ای 250x500 $= 0.95 \times 25 = 23.75\ MPa$

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

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

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

مثال) در 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:

مقاومت نمونه مکعبی به بعد ۲۵۰ میلیمتر $= 0.95 \times 40 = 38\ MPa$

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

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

تاثیر نوع سیمان بر مقاومت فشاری بتن:

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

نوع سیمان	مقاومت فشاری			
	۱ روزه	۷ روزه	۲۸ روزه	۹۰ روزه
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 روزه بتن ساخته شده از سیمان نوع ۲ حدود **0.56** برابر مقاومت ۲۸ روزه بتن با سیمان نوع ۱ در سن ۲۸ روز است.

مقاومت ۹۰ روزه 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

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

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

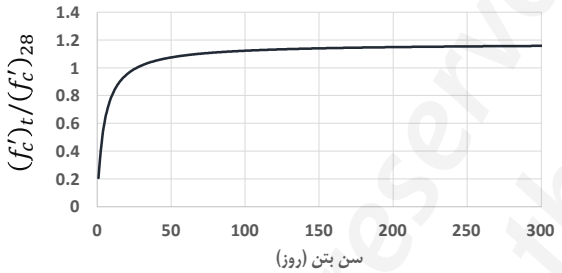
مقاومت بتن در برابر زمان:

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 عمل آوری بتن و نوع سیمان وابسته هستند. برای عمل آوری با رطوبت و نوع سیمان I، مقدار a=4.0 و مقدار β=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

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

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

$$x_{min} \geq f_c' - 4\ MPa$$

در صورت عدم تحقق به گام سوم بروید.

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:

$$x_{min} < f_c' - 4\ MPa$$

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

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

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

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

الف) نمونه گیری از بتن باید مطابق استاندارد ملی شماره‌ی ۱-۳۲۰۱ باشد. ساخت و عمل آوری آزمونه‌های بتنی در کارگاه باید مطابق استاندارد ملی شماره‌ی ۳۲۰۵ یا ۲-۱۶۰۸ و آزمایش آنها مطابق استاندارد ۳-۱۶۰۸ یا ۶۰۴۸ باشند.

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

۱- میانگین مقاومت هر سه نمونه‌ی 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

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:

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

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

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

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

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

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.

$$20\ MPa \le f'_c \le 50\ MPa$$

۲- در سازه بلندتر از ۲۰ طبقه از روی شالوده به شرط پیش بینی تدابیر ویژه برای کنترل کیفیت بتن در اجرا، می‌توان حداکثر مقاومت را در بتن‌های معمولی را تا ۷۰ مگاپاسکال افزایش داد.

۳- در سازه با شکل‌پذیری 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 اقناع نماید.

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

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

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	۱۷
فونداسیون برای طبقه بندی لرزه‌ای A، B و C	۱۷
فونداسیون برای ساختمان‌های مسکونی و عمومی با سیستم دیوار باربر تا حداکثر دو طبقه یا کمتر در طبقه‌بندی لرزه‌ای D، E و F	۱۷
فونداسیون در طبقه‌بندی لرزه‌ای D، E و F به غیر از ساختمان‌های مسکونی و عمومی با سیستم دیوار باربر تا حداکثر دو طبقه یا کمتر	۲۱
قاب‌های خمشی ویژه	۲۱
دیوارهای برشی ویژه با میلگرد رده 420 و 550	۲۱
دیوارهای برشی ویژه با میلگرد رده 690	۳۵

مقاومت مشخصه بتن را چقدر در نظر بگیریم؟

تعیین مقاومت مشخصه بتن بر عهده طراح است و صرفاً توصیه می‌شود، برای ساختمان‌های متعارف تا ۵ سقف از بتن C30 یا C25، برای ساختمان‌های متعارف تا ۹ سقف C35 و برای ساختمان‌های بلندتر از رده بتن C40 استفاده شود.

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

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

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 آیین‌نامه 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 شکل‌پذیری ویژه مقدار حداکثر مقاومت به ۳۵۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع محدود شده است. البته در متن آیین‌نامه 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.

مقاومت مشخصه بتن را چقدر در نظر بگیریم؟

تعیین مقاومت مشخصه بتن بر عهده طراح است و صرفاً توصیه می‌شود، برای ساختمان‌های متعارف تا ۵ سقف از بتن C30 یا C25، برای ساختمان‌های متعارف تا ۹ سقف C35 و برای ساختمان‌های بلندتر از رده بتن C40 استفاده شود.

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

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 می کنند. استوانه بتنی به ابعاد ۳۰ در ۱۵ به پهلو تحت بار با سرعت ثابت 0.7 تا 1.4 Mpa/sec وارد میشود تا نمونه شکسته شود. تنش فشاری ایجاد شده، تنش کششی متعامد 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 در لحظه شکست نمونه است.

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

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

۳- ضریب ارتجاعی (Modulus of elasticity):

به صورت شیب خط ممان بر منحنی تنش کرنش که از مبدا به نقطه‌ای متناظر با تنش 0.45fc وصل شده باشد، گفته می‌شود. طبق آیین‌نامه ACI318-19 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/m^3

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

(b) For normalweight concrete

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

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

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

تغییر رابطه ضریب ارتجاعی بتن

طبق مبحث نهم ۹۲:

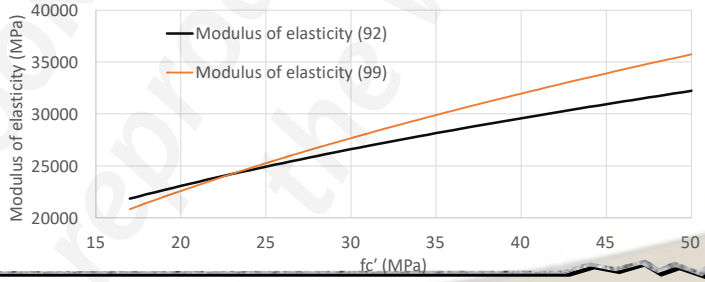
$$E_c = \left(3300 \sqrt{f_c} + 6900\right) \left(\frac{\gamma_c}{23}\right)^{1.5} \quad (N, mm)$$

طبق مبحث نهم ۹۹:

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

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

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



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

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

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.

۹-۳-۲-۱ 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 نمایید.

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

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

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

- 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.

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

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

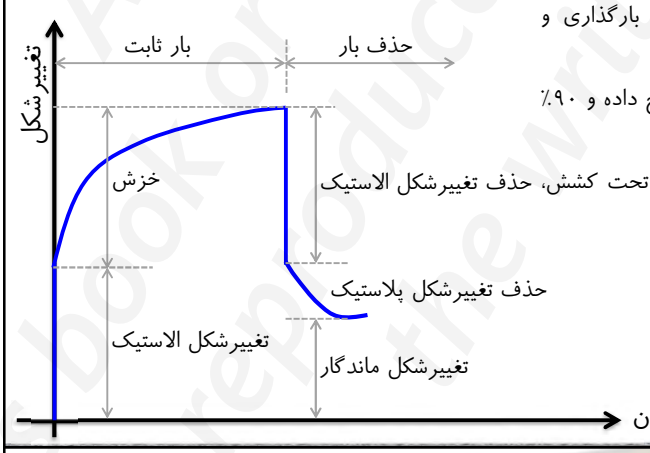
۴- خزش (Creep):

خزش به تغییرشکل ماده تحت تنش ثابت در طول زمان گفته می‌شود. در بتن مقدار خزش قابل توجه بوده و ممکن است میزان آن باعث تغییرشکلی معادل ۳ برابر تغییرشکل الاستیک اولیه شود.

مقدار خزش به میزان تنش، مدت زمان بارگذاری و عوامل دیگر بستگی دارد.

به عنوان مثال، ۸۰٪ خزش در طی ۴ ماه رخ داده و ۹۰٪ آن در ۲ سال

- خزش فقط تحت فشار رخ نمیدهد، بلکه تحت کشش، حذف تغییرشکل الاستیک خمش و پیچش هم ایجاد می‌شود.

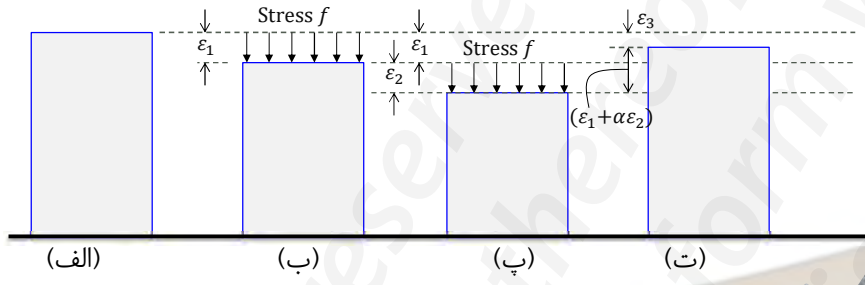


 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

شکل (الف) نمونه بارگذاری نشده است. در شکل (ب) تغییرشکل ارتجاعی نمونه تحت تنش f به میزان ε_1 نشان داده شده است. در طی مدت زمانی که از بارگذاری بگذرد، نمونه دچار خزش می‌شود. مقدار کرنش ناشی از خزش برابر ε_2 است که در شکل (پ) نشان داده شده است.

در شکل (ت) باربرداری نمونه نشان داده شده که در نهایت منجر به ایجاد کرنش ماندگار ε_3، می‌شود. مقدار برگشت نمونه برابر $(\varepsilon_1+\alpha\varepsilon_2)$ است که در آن α بین 0.1 تا 0.2 است.

$$\varepsilon_3 = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 - (\varepsilon_1+\alpha\varepsilon_2) = (1-\alpha)\varepsilon_2$$



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

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

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:

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

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

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

طبق بند ۹-۱۰-۶-۱-۱ 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 fy exceeding 550 MPa, the calculated deflection limits in 8.3.2 shall be satisfied assuming a reduced modulus of rupture $f_r = 0.42\lambda\sqrt{f'_c}$

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

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

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

که در آن:

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

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

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

همچنین $\varepsilon_{shu}=780\times10^{-6}$ در نظر گرفته می‌شود.

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

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

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

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

که در آن H رطوبت نسبی بر حسب درصد است.

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

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

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:

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

که در آن

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

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

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.

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

$$f'_c(t_0) = f_{cm_{28}} \frac{t_0}{a + bt_0}$$

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

$f_{cm_{28}}$ 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	≥ 40%	N/A	N/A
	≥ 7 days	≥ 40%	$1.25(t_0)^{-0.118}$	1.27 − 0.0067H
توسط بخار	≥ 1 day	≥ 40%	$1.13(t_0)^{-0.095}$	1.27 − 0.0067H
	≥ 7 days	≥ 40%	N/A	N/A

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

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

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

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

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

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 mm

$f_{cm_{28}} = 45.2\ MPa$

w=207.92 kg/m³ w/c=0.46 a/c=3.73

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

t=35 days

t_0=28 days

t_c=8 days

γ=2405 kg/m³

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.

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

$= 1.002$

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

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

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

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

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

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

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

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.

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

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

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

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

$C_{cu} = 2.35$

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

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

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

$= 1.14 - 0.00363(38) = 1.007$

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

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

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

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

This book is only part of the whole and must not be reproduced in any form without the written permission. All rights reserved.

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

مشخصات میلگردها

۱- ضریب ارتجاعی (Modulus of elasticity):

برای میلگردهای معمولی (غیر پیش تنیده) برابر 2×10^6 kg/cm^2 در نظر گرفته می‌شود.

20.2.2.2 Modulus of elasticity, Es, for nonprestressed bars and wires shall be permitted to be taken as 2×10^6 kg/cm^2.

بنابراین نسبت مدولی فولاد به بتن برابر است با:

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2\times10^5}{w_c^{1.5}0.043\sqrt{f'_c}} = \frac{2\times10^5}{2350^{1.5}\times0.043\sqrt{f'_c}} = \frac{40.8}{\sqrt{f'_c}} \qquad (N, mm)$$

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

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

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

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

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

S400

S340

S500

صفحه ۶۵ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

در استاندارد ASTM، میلگرد زیر بیشتر مورد استفاده قرار می‌گیرند:

Grade 40: fy : 40 ksi ≈ 2800 kg/cm^2

Grade 60: fy : 60 ksi ≈ 4200 kg/cm^2

Grade 80: fy : 80 ksi ≈ 5600 kg/cm^2

Grade 100: fy : 100 ksi ≈ 7030 kg/cm^2

گرید ۴۰ در پروژه‌های کوچک بیشتر استفاده می‌شود و گرید 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×(1/8)=1.25 in.

صفحه ۶۶ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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

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

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

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

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

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

مبحث نهم ویرایش ۹۹: طبق بند ۹-۴-۸-۹ 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 یا هر دو به صورت توام قرار می‌گیرند، باید سه شرط زیر ارضا شوند:

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

ب- نسبت تاب کششی اندازه گیری شده در آزمایشگاه به تنش حد تسلیم اندازه‌گیری شده در آزمایشگاه از 1.25 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

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 می‌آید.

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

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

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

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 ۹-۲۲-۱۲-۱-۱ 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 آزمونه 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

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

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

مشخصات 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 ۹-۱۰-۲۰ ضوابط و الزامات قطرهای اسمی، زمینه و خارجی انواع میلگردها

قطر اسمی میلگردهای ۴۰۰ (d_b) (mm)	میلگردهای S۴۰۰ و S۳۴۰ (یا آج دوکی)			میلگردهای S۴۰۰ و S۳۴۰ (یا آج یکنواخت)			میلگردهای S۵۰۰ (یا آج دوکی)		
	قطر اسمی (d_b) (mm)	قطر زمینه (d_1) (mm)	حداکثر ارتفاع برجستگی طولی (mm)	قطر اسمی (d_b) (mm)	قطر زمینه (d_1) (mm)	قطر خارجی (d_t) (mm)	قطر اسمی (d_b) (mm)	قطر زمینه (d_1) (mm)	قطر خارجی در بلندترین نقطه آج عرضی و یا آج طولی (d_t) (mm)
۶	۶	۵/۷۰	۰/۶	۶	۵/۷۵	۶/۷۵	-	-	-
۸	۸	۷/۶۰	۰/۸	۸	۷/۵۰	۹/۰۰	-	-	-
۱۰	۱۰	۹/۵۰	۱/۰	۱۰	۹/۳۰	۱۱/۳۰	-	-	-
۱۲	۱۲	۱۱/۴۰	۱/۲	۱۲	۱۱/۰۰	۱۳/۵۰	-	-	-
۱۴	۱۴	۱۳/۴۰	۱/۴	۱۴	۱۳/۰۰	۱۵/۵۰	۱۴	۱۳/۲۰	۱۵/۷۰
۱۶	۱۶	۱۵/۳۰	۱/۶	۱۶	۱۵/۰۰	۱۸/۰۰	۱۶	۱۵/۲۰	۱۸/۲۰
۱۸	۱۸	۱۷/۳۰	۱/۸	۱۸	۱۷/۰۰	۲۰/۰۰	۱۸	۱۷/۲۰	۲۰/۲۰
۲۰	۲۰	۱۹/۳۰	۲/۰	۲۰	۱۹/۰۰	۲۲/۰۰	۲۰	۱۹/۲۰	۲۲/۲۰
۲۲	۲۲	۲۱/۲۰	۲/۲	۲۲	۲۱/۰۰	۲۴/۰۰	۲۲	۲۱/۲۰	۲۴/۲۰
۲۵	۲۵	۲۴/۰۳	۲/۵	۲۵	۲۴/۰۰	۲۷/۰۰	۲۵	۲۴/۲۰	۲۷/۲۰
۲۸	۲۸	۲۶/۹۰	۲/۸	۲۸	۲۶/۵۰	۳۰/۵۰	۲۸	۲۶/۸۰	۳۰/۸۰
۳۲	۳۲	۳۰/۷۸	۳/۲	۳۲	۳۰/۵۰	۳۴/۵۰	-	-	-
۳۶	۳۶	۳۴/۸۰	۳/۶	۳۶	۳۴/۵۰	۳۹/۵۰	-	-	-
۴۰	۴۰	۳۸/۵۰	۴/۰	۴۰	۳۸/۵۰	۴۳/۵۰	-	-	-

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

مبحث نهم ویرایش ۹۹: ۹-۲۲-۱۲-۲ الزامات قطر اسمی انواع میلگردهای ساده و آجدار، قطر زمینه میلگردهای آجدار بدون در نظر گرفتن آج آنها، d_1 و قطر خارجی میلگردهای آجدار با احتساب کامل آج آنها، d_2 بر اساس استاندارد مطابق جدول ۹-۲۲-۷ می‌باشند.

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

قطر اسمی میلگردهای S۴۲۰، d_b، میلی متر	میلگردهای S۴۲۰ و S۵۰۰ (با آج دوگی)			میلگردهای S۴۲۰ و S۵۰۰ (با آج یک‌نواخت)			میلگردهای S۵۵۰ (با آج دوگی)		
	قطر اسمی d_b، میلی متر	قطر زمینه d_1، میلی متر	حداکثر ارتفاع برجستگی طولی، میلی متر	قطر اسمی d_b، میلی متر	قطر زمینه d_1، میلی متر	قطر خارجی d_2، میلی متر	قطر اسمی d_b، میلی‌متر	قطر زمینه d_1، میلی متر	قطر خارجی در بلندترین نقطه‌ی آج عرضی و یا آج طولی d_2، میلی متر
۶	۶	۵/۷۰	۰/۶	۶	۵/۷۵	۶/۷۵	-	-	-
۸	۸	۷/۶۰	۰/۸	۸	۷/۵۰	۹/۰۰	-	-	-
۱۰	۱۰	۹/۵۰	۱/۰	۱۰	۹/۴۰	۱۱/۳۰	-	-	-
۱۲	۱۲	۱۱/۴۰	۱/۲	۱۲	۱۱/۰۰	۱۳/۵۰	-	-	-
۱۴	۱۴	۱۳/۴۰	۱/۴	۱۴	۱۳/۰۰	۱۵/۵۰	۱۴	۱۳/۲۰	۱۵/۷۰
۱۶	۱۶	۱۵/۳۰	۱/۶	۱۶	۱۵/۰۰	۱۸/۰۰	۱۶	۱۵/۲۰	۱۸/۳۰
۱۸	۱۸	۱۷/۳۰	۱/۸	۱۸	۱۷/۰۰	۲۰/۰۰	۱۸	۱۷/۲۰	۲۰/۳۰
۲۰	۲۰	۱۹/۲۰	۲/۰	۲۰	۱۹/۰۰	۲۲/۰۰	۲۰	۱۹/۲۰	۲۲/۳۰
۲۲	۲۲	۲۱/۲۰	۲/۲	۲۲	۲۱/۰۰	۲۴/۰۰	۲۲	۲۱/۲۰	۲۴/۳۰
۲۵	۲۵	۲۴/۰۳	۲/۵	۲۵	۲۴/۰۰	۲۷/۰۰	۲۵	۲۴/۲۰	۲۷/۳۰
۲۸	۲۸	۲۶/۹۰	۲/۸	۲۸	۲۶/۵۰	۳۰/۵۰	۲۸	۲۶/۸۰	۳۰/۸۰
۳۲	۳۲	۳۰/۷۸	۳/۲	۳۲	۳۰/۵۰	۳۴/۵۰	-	-	-
۳۶	۳۶	۳۴/۸۰	۳/۶	۳۶	۳۴/۵۰	۳۹/۵۰	-	-	-
۴۰	۴۰	۳۸/۵۰	۴/۰	۴۰	۳۸/۵۰	۴۳/۵۰	-	-	-

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

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 آزمونه میلگرد انتخابی باید رابطه زیر برقرار باشد:

$$\underbrace{(f_{y,obs})_i}_{\text{تنش تسلیمی که در آزمایش کشش بر روی میلگردهای مصرفی مورد نظر عملا بدست آمده است (Mpa).}} \geq \underbrace{f_{yk}}_{\text{مقاومت مشخصه میلگردهای فولادی یا همان تنش تسلیم طراحی (Mpa).}} \qquad i = 1 \dots 5 \qquad (1)$$

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

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

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

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

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

s: انحراف معیار برای آزمونه‌های میلگرد.

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

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

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

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

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

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

f_{su}: تنش نهایی طراحی (Mpa).

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

$$\left|(f_{y,obs})_i - f_{yk}\right| \leq 125\ MPa \qquad (7)$$

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

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

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

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

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 مستقیما 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

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

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

مبحث نهم ویرایش ۹۹: طبق بند ۹-۲۲-۱۲-۳-۱: 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 آزمونه بزرگتر یا مساوی مقاومت مشخصه‌ی تسلیم باشد.

$$\underbrace{(f_{y,obs})_i}_{\text{مقاومت مشخصه میلگردهای فولادی یا همان تنش تسلیم طراحی (Mpa)}} \geq \underbrace{f_y}_{\text{تنش تسلیمی که در آزمایش کشش بر روی میلگردهای مصرفی مورد نظر عملا بدست آمده است (Mpa)}} \qquad i = 1 \dots 5 \qquad (1)$$

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

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

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:

$$f_{y,obs,m} \geq f_{yk} + \underbrace{0.6s}_{\text{انحراف معیار برای آزمونه‌های میلگرد.}} \qquad (2)$$

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

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

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

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

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

$$\left(f_{su,obs}\right)_i \geq 1.25 f_y \qquad (5)$$

$$\left|\left(f_{y,obs}\right)_i - f_{yk}\right| \leq 125\ MPa \qquad (6)$$

$$\left(f_{su,obs}\right)_i \geq 1.25\left(f_{y,obs}\right)_i \qquad (7)$$

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

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

جدول ۹-۲۲-۸ 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

۹-۴-۸-۹پ: 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 ۱۰درصد باشد

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

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

۹-۲۲-۱۲-۳-۳ 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 درروبه‌ی خارجی آرماتور نباید هیچ گونه ترک، شکستگی، یا عیب دیگری مشاهده شود.

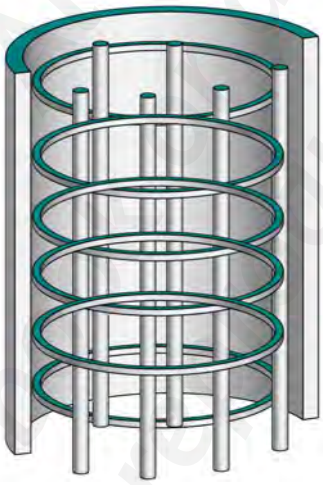
رده	زاویه خمش (درجه)		نسبت قطر فک خمش به قطر اسمی میلگرد
	خمش سرد	خمش مجدد	
S240	180	90	2
S340	180	90	3
S400	180	90	5
S500	90	90	5

آزمون خمش به دو صورت خمش سرد و خمش مجدد صورت می‌گیرد. آزمون خمش سرد بر روی نمونه‌هایی با طول حداقل ۲۵ سانتیمتر که مستقیما 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.

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

فصل سوم

جزئیات آرماتورگذاری



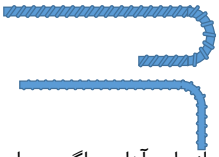
صفحه ۸۴ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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.



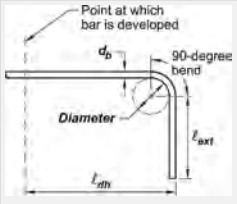
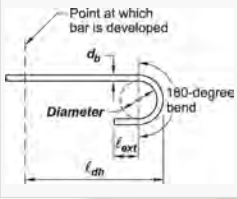
ب) برای میلگردهای خاموت و سنجاقی:

- 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.

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

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

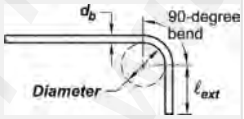
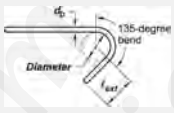
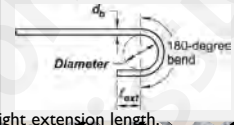
Type of standard hook	Bar size	Minimum inside bend diameter	Straight extension[1] ℓ_{ext}, cm.	Type of standard hook
90-degree hook	میلگرد ۱۰ تا ۲۵	$6d_b$	$12d_b$	
	میلگرد ۲۸ تا ۳۴	$8d_b$		
	میلگرد ۳۶ تا ۵۵	$10d_b$		
180-degree hook	میلگرد ۱۰ تا ۲۵	$6d_b$	بیشتر از $4d_b$ یا ۶۵ میلیمتر	
	میلگرد ۲۸ تا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

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

صفحه ۸۶ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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

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 specifc inside bend diameter and straight extension length.

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

طول گیرایی آرماتور در کشش

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

ویرایش ۹۹ مبحث نهم:

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 1.3 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 1.5، برای سایر میلگردهایی که با ماده اپوکسی اندود شده‌اند برابر 1.2 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 0.8 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 1.15 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

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

مقدار جمله محصور شدگی رابطه یا $\frac{c_b+k_{tr}}{d_b}$ نباید بیشتر از 2.5 در نظر گرفته شود. همچنین

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

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:

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

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 1.3 و برای بتن معمولی برابر یک است. همچنین:

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

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

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

$$\frac{(l_d)_{99}}{(l_d)_{92}}=\frac{\left[\frac{\psi_t\psi_e\psi_s\psi_g}{\lambda\left(\frac{c_b+k_{tr}}{d_b}\right)}\times\frac{0.9f_y}{\sqrt{f'_c}}\right]d_b}{\left[\frac{\alpha\beta\gamma\lambda}{\left(\frac{c+k_{tr}}{d_b}\right)}\times\frac{0.86f_{yd}}{\sqrt{f_{cd}}}\right]d_b}=\frac{\frac{0.9f_y}{\sqrt{f'_c}}}{\frac{0.86\times0.85f_y}{0.806\sqrt{f'_c}}}\cong1.0$$

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

This book all rights reserved not be reproduced in any form without the written permission.

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

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

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. آیین‌نامه اجازه می‌دهد که این مقدار را برابر 1.5 بصورت محافظه کارانه در نظر گرفته شود. لیکن این جمله می تواند تا عدد 2.5 زیاد شود.

در روش ساده شده، می‌توان این عدد را برابر 1.5 در نظر گرفت.

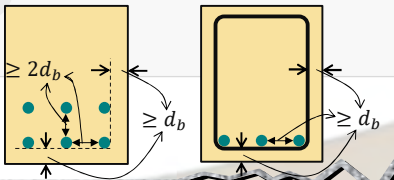
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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

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:

فاصله آزاد و پوشش	قطر میلگرد: کمتر از ۲۰ میلیمتر	قطر میلگرد: برابر یا بیشتر 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.	$\frac{\psi_t\psi_e\psi_g}{2.1\lambda} \times \frac{f_y}{\sqrt{f_c'}} d_b$	$\frac{\psi_t\psi_e\psi_g}{1.7\lambda} \times \frac{f_y}{\sqrt{f_c'}} d_b$
سایر موارد	$\frac{\psi_t\psi_e\psi_g}{1.4\lambda} \times \frac{f_y}{\sqrt{f_c'}} d_b$	$\frac{\psi_t\psi_e\psi_g}{1.1\lambda} \times \frac{f_y}{\sqrt{f_c'}} d_b$



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

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

ویرایش ۹۲ مبحث نهم: طبق بند ۹-۲۱-۲-۴-۱، 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 1.5 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. مثلا برای قطر میلگرد کمتر از ۲۰ میلیمتر داریم:

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

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

بطور خلاصه از جدول زیر می‌توان طول گیرایی میلگرد بر حسب قطر را به ازای مقاومت مشخصه‌های مختلف براساس روش تقریبی مبحث 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				
آرماتور بالایی تیر بر حسب قطر میلگرد برای قطرهای برابر یا بیشتر از ۲۰	آرماتور بالایی تیر 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 پایینی تیر یا آرماتور ستون یا دیوار بر حسب قطر میلگرد برای قطرهای کمتر از ۲۰	fc (Mpa)
61	50	47	38	25
56	45	43	35	30
52	42	40	32	35
48	39	37	30	40
46	37	35	28	45
43	35	33	27	50

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

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

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

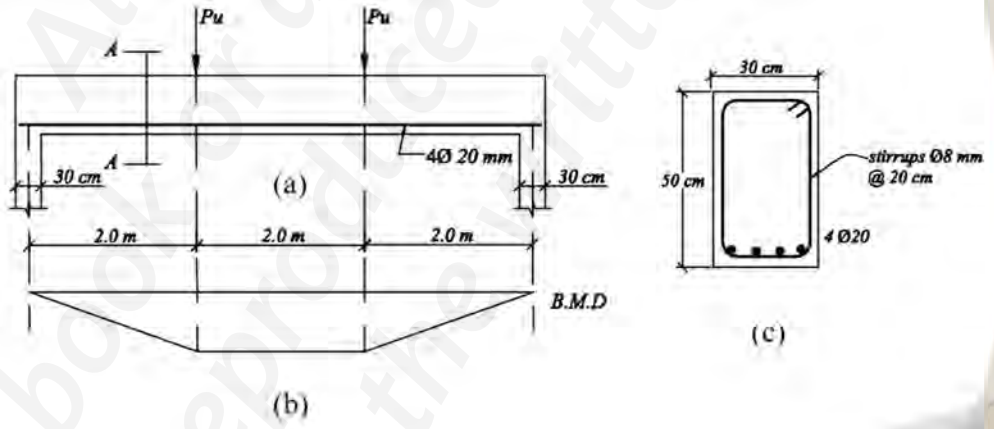
طول گیرایی میلگرد از نوع S340 به ازای قطر میلگرد				
fc (Mpa)	آرماتور پایینی تیر یا آرماتور ستون یا دیوار بر حسب قطر میلگرد برای قطرهای کمتر از ۲۰	آرماتور پایینی تیر یا آرماتور ستون یا دیوار بر حسب قطر میلگرد برای قطرهای برابر یا بیشتر از ۲۰	آرماتور بالایی تیر بر حسب قطر میلگرد برای قطرهای کمتر از ۲۰	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

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

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

مثال) یک تیر دو سر ساده مطابق شکل زیر دارای 4ϕ20mm بدون پوشش و اندود اپوکسی است. انتهای میلگردها ۴ سانتیمتر تا انتهای تیر قطع می‌شوند. شرایط طول مهاری میلگردها را بررسی نمایید. مقاومت مشخصه بتن ۲۵۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع و تنش تسلیم میلگردها ۴۲۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع در نظر گرفته شود.



(a) Beam and loads; (b) bending moment diagram; (c) section A-A

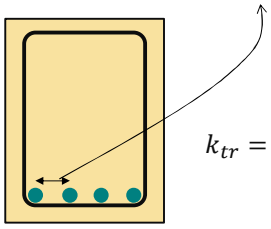
صفحه ۹۶ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

داریم:

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

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.

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



$$k_{tr} = \frac{40A_{tr}}{sn} = \frac{40 \times \overbrace{2(\pi \times 0.8^2 \times 0.25)}^{\text{مساحت دو ساق خاموت}}}{\underbrace{20 \times 4}_{\text{فاصله خاموت در تعداد میلگرد}}} = 0.5$$

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

بنابراین:

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

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

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

طول مهاری موجود:

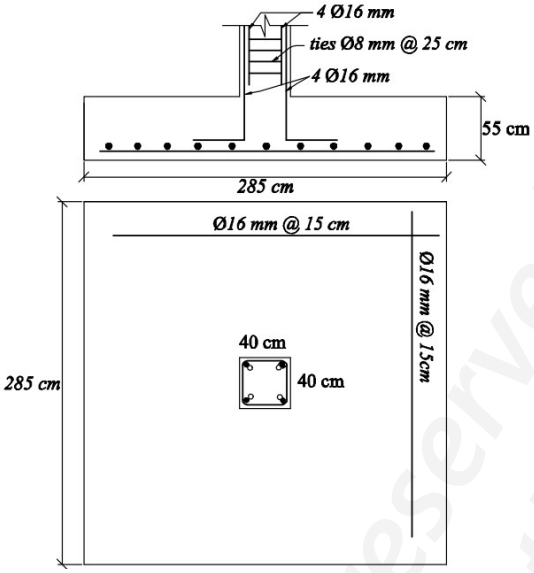
Available development length = 200 + 15 – 4 = 211 cm > 84.7 cm O.K

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

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

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

مثال) برای پی منفرد نشان داده شده در شکل، شرایط طول مهاری میلگردها را بررسی نمایید. مقدار کاور بتن 7.5 cm، مقاومت مشخصه بتن ۲۵۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع و تنش تسلیم میلگردها ۴۲۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع در نظر گرفته شود.



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

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

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.

$$c_b = min\begin{pmatrix} 7.5 + 0.8 = 8.3\ cm \\ \frac{15}{2} = 7.5\ cm \end{pmatrix} = 7.5\ cm$$

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

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

$$l_d = \left[\frac{\psi_t \psi_e \psi_s \psi_g}{\lambda\left(\frac{c_b + k_{tr}}{d_b}\right)} \times \frac{0.9 f_y}{\sqrt{f_c'}}\right] d_b = \left[\frac{1.0 \times 1.0 \times 0.8 \times 1.0}{1.0 \times 2.5} \times \frac{0.9 \times 420}{\sqrt{25}}\right] 16 = 387\ mm$$
$$> 300\ mm$$

طول مهاری موجود:

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

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

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

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

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:

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

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:

الف)

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

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 0.75؛ و برای سایر حالات برابر با 1.0 در نظر گرفته می‌شود.

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

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

طول گیرایی آرماتور با قلاب استاندارد در کشش

ویرایش ۹۹ مبحث نهم:

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

مقدار ψ_e (ضریب پوشش) برای میلگردهای با اندود اپوکسی یا با اندود دو گانه‌ی اپوکس و روی برابر 1.2، برای میلگردهای بدون اندود و میلگردهای با اندود روی (گالوانیزه) برابر یک است.

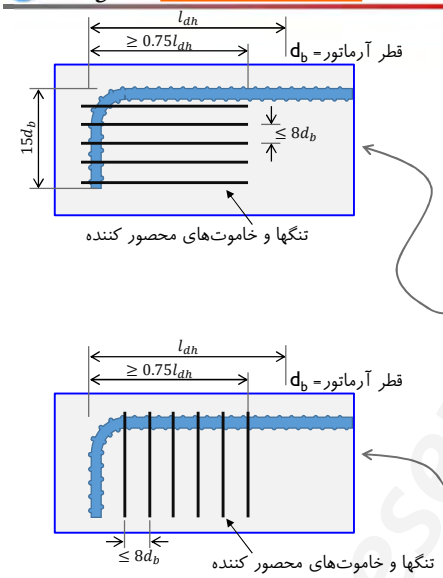
مقدار ψ_r (ضریب آرماتور محصورکننده) برای میلگردهای با قطر کوچکتر یا مساوی ۳۴ میلی‌متر با $A_{th} \geq 0.4 A_{hs}$ و یا با فاصله‌ی میلگردهای مهار شونده بیش از شش برابر قطر میل‌گرد برابر یک و برای سایر موارد برابر 1.6.

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 1.25.

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.

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



پارامتر A_{th} مساحت کل تنگ‌ها و خاموت‌های محصور کننده‌ی میلگرد مهار شده با قلاب، که حداقل طولی معادل $0.75l_{dh}$ 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.

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

ویرایش ۹۲ مبحث نهم:

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

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 **1.5** و برای سایر میلگردهایی که با ماده اپوکسی اندود شده‌اند برابر **1.2** و برای میلگردهایی که اندود اپوکسی نشده‌اند برابر یک است.

مقدار λ یا ضریب نوع بتن، برای بتن سبک برابر **1.3** 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 قلاب های 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 **0.7** در نظر گرفت.

ضریب k_2 در تمامی موارد برابر یک بوده مگر در مواردی که میلگردها در طول گیرایی با خاموت های با فاصله مساوی یا کمتر از $3d_b$ محصور شده باشند که در این حالت می‌توان آن را برابر **0.8** در نظر گرفت.

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

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

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

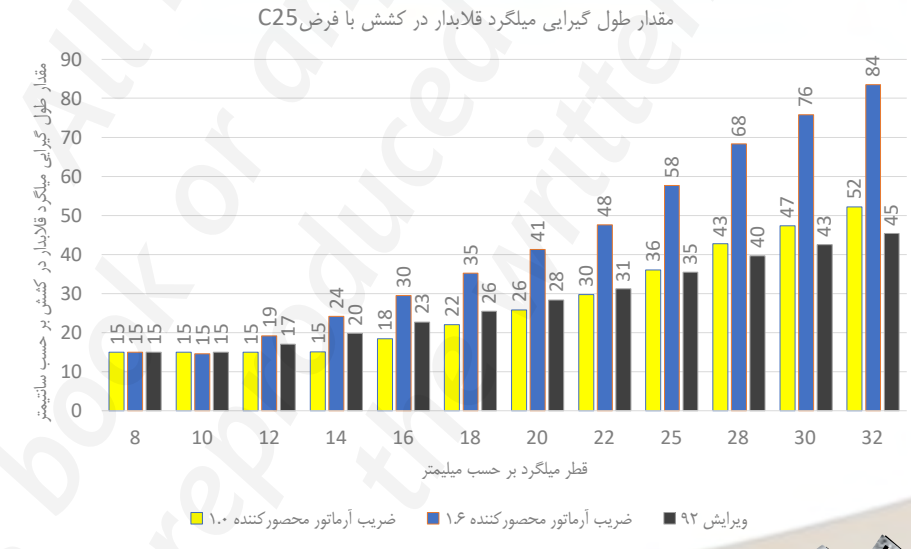
با فرض $\psi_e = \psi_c = \psi_o = k_2 = \beta = \lambda = 1.0$ و $k_1 = 0.7$ و $\psi_r = 1.0$ و $f'_c = 30$ و برای یک رده میلگرد:

$$\frac{(l_{dh})_{99}}{(l_{dh})_{92}} = \frac{\frac{\psi_e\psi_r\psi_o\psi_c}{\lambda}\frac{0.043f_y}{\sqrt{f'_c}}d_b^{1.5}}{\left[0.24k_1k_2\beta\lambda\frac{f_{yd}}{\sqrt{f_{cd}}}\right]d_b} = \frac{0.886\times\frac{0.043f_y}{\sqrt{f'_c}}d_b^{1.5}}{0.24\times0.7\frac{0.85f_y}{0.806\sqrt{f'_c}}d_b} \cong 0.215\sqrt{d_b}$$

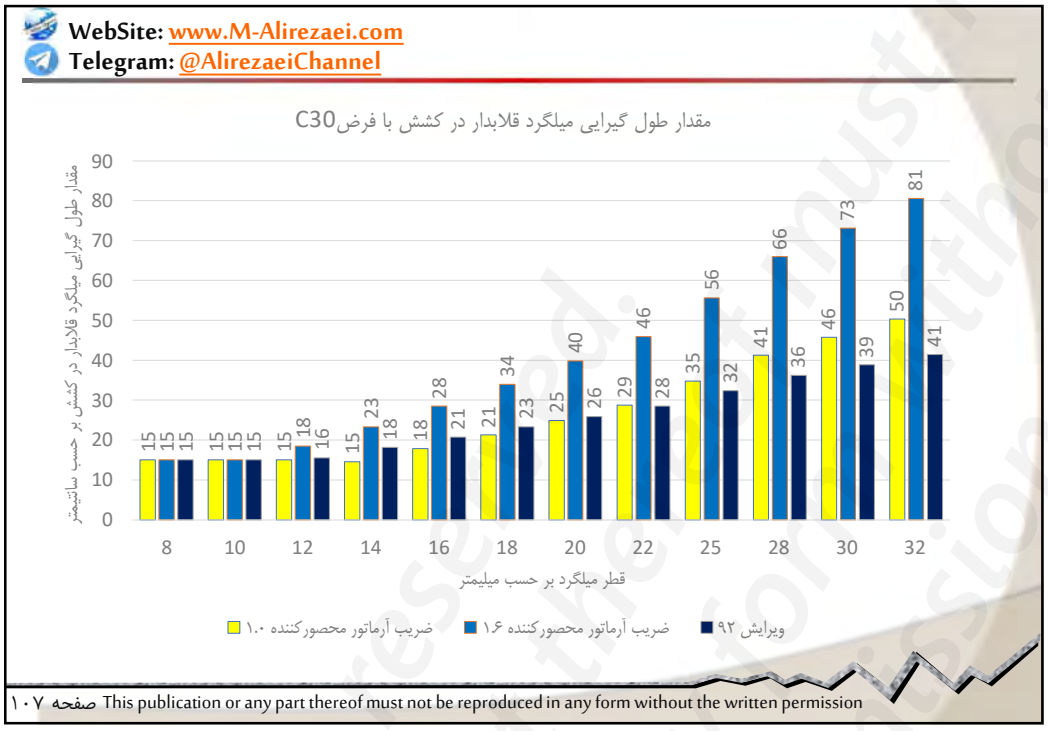
با فرض $\psi_e = \psi_c = \psi_o = k_2 = \beta = \lambda = 1.0$ و $k_1 = 0.7$ و $\psi_r = 1.6$ و $f'_c = 30$ و برای یک رده میلگرد:

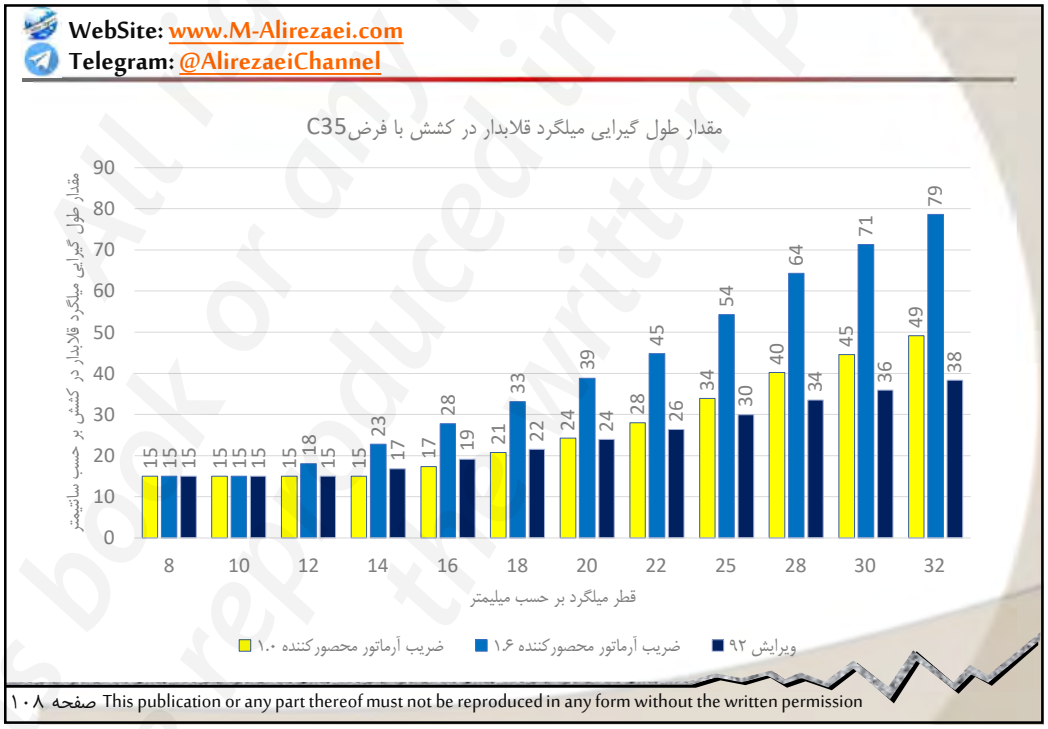
$$\frac{(l_{dh})_{99}}{(l_{dh})_{92}} = \frac{\frac{\psi_e\psi_r\psi_o\psi_c}{\lambda}\frac{0.043f_y}{\sqrt{f'_c}}d_b^{1.5}}{\left[0.24k_1k_2\beta\lambda\frac{f_{yd}}{\sqrt{f_{cd}}}\right]d_b} = \frac{0.886\times1.6\times\frac{0.043f_y}{\sqrt{f'_c}}d_b^{1.5}}{0.24\times0.7\frac{0.85f_y}{0.806\sqrt{f'_c}}d_b} \cong 0.34\sqrt{d_b}$$

صفحه ۱۰۵ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

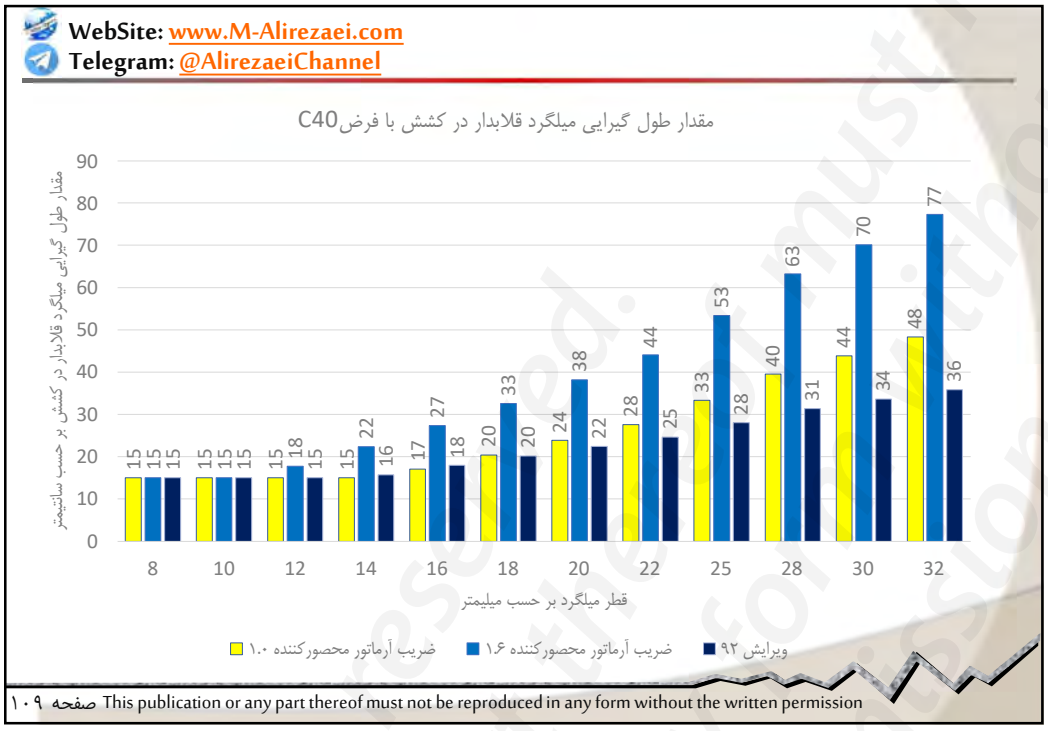


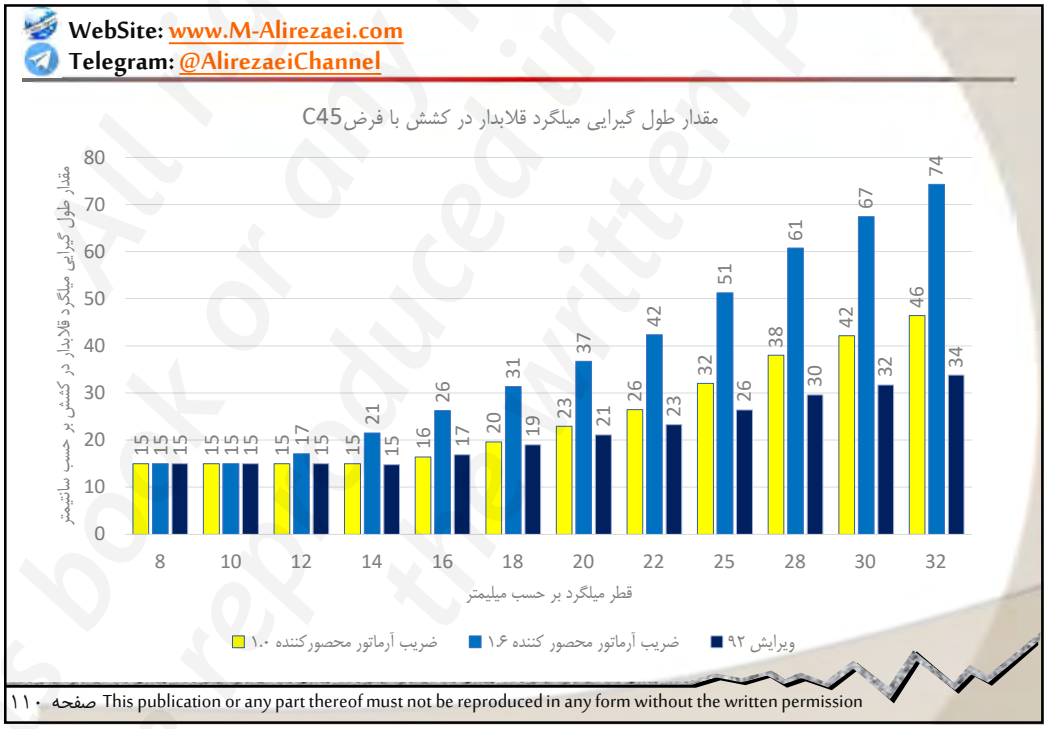
صفحه ۱۰۶ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission





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

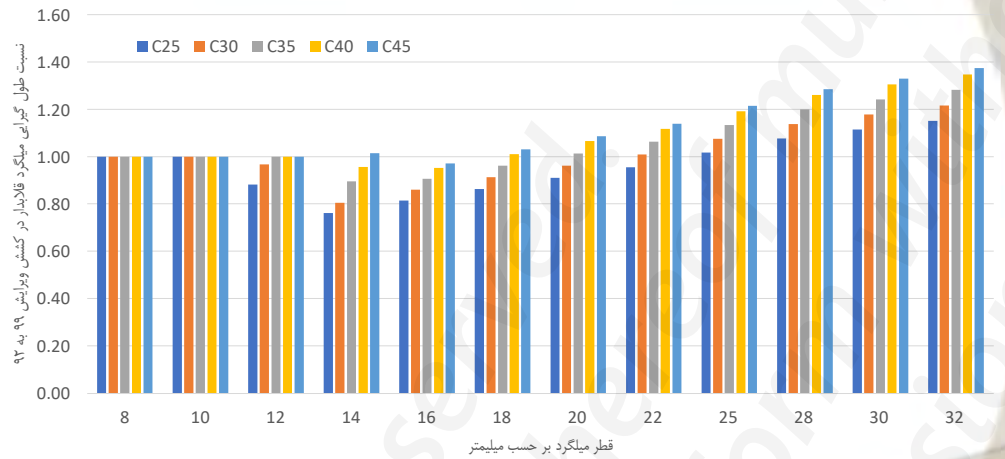




This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission. All rights reserved.

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

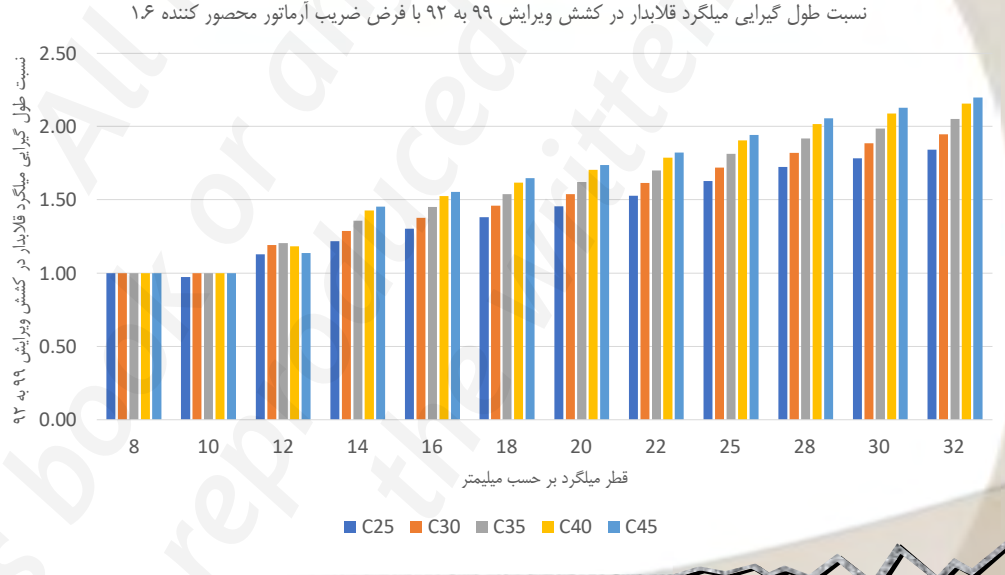
نسبت طول گیرایی میلگرد قلابدار در کشش ویرایش ۹۹ به ۹۲ با فرض ضریب آرماتور محصور کننده ۱.۰



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

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

نسبت طول گیرایی میلگرد قلابدار در کشش ویرایش ۹۹ به ۹۲ با فرض ضریب آرماتور محصور کننده ۱.۶



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

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
8	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
10	0.97	1.00	1.00	1.00	1.00
12	1.13	1.19	1.20	1.18	1.14
14	1.22	1.29	1.36	1.43	1.45
16	1.30	1.38	1.45	1.52	1.55
18	1.38	1.46	1.54	1.62	1.65
20	1.46	1.54	1.62	1.70	1.74
22	1.53	1.61	1.70	1.79	1.82
25	1.63	1.72	1.81	1.91	1.94
28	1.72	1.82	1.92	2.02	2.06
30	1.78	1.88	1.99	2.09	2.13
32	1.84	1.95	2.05	2.16	2.20

نسبت طول گیرایی میلگرد قلابدار در کشش ویرایش ۹۹ به ۹۲ با فرض ضریب آرماتور محصور کننده ۱.۰

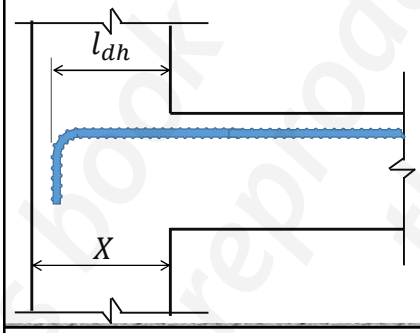
ϕ	C25	C30	C35	C40	C45
8	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
10	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
12	0.88	0.97	1.00	1.00	1.00
14	0.76	0.80	0.89	0.96	1.01
16	0.81	0.86	0.91	0.95	0.97
18	0.86	0.91	0.96	1.01	1.03
20	0.91	0.96	1.01	1.07	1.09
22	0.95	1.01	1.06	1.12	1.14
25	1.02	1.08	1.13	1.19	1.21
28	1.08	1.14	1.20	1.26	1.28
30	1.11	1.18	1.24	1.30	1.33
32	1.15	1.22	1.28	1.35	1.37

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

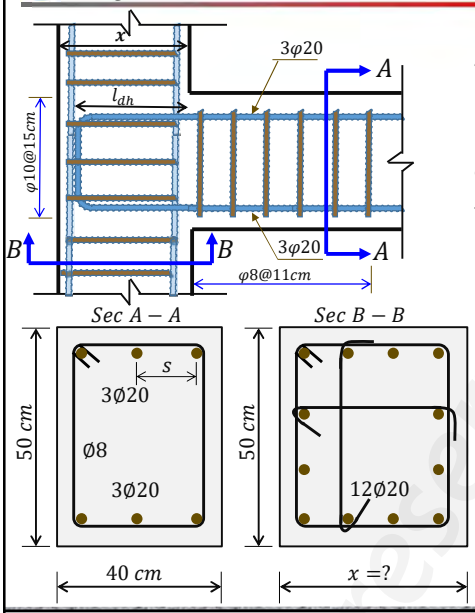
حداقل ابعاد ستون برای مهار آرماتورهای طولی تیر

ابعاد ستون باید طوری انتخاب شود که مهار آرماتورهای طولی تیر در آن ممکن باشد. یکی از فاکتورهای مهم در انتخاب ابعاد ستون، همین موضوع ابعاد مناسب آنها برای مهار آرماتور در آنها است. بنابراین حداقل بعد ستون را می‌توان بصورت زیر براساس طول مهاری قلابدار آرماتور پیشنهاد داد:

حداقل مقدار X: پوشش خالص ستون + قطر خاموت ستون + L_{dh}



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



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 آرماتور محصورکننده) داریم:

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

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

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

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

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

در این مثال، هم $A_{th} \geq 0.4A_{hs}$ و هم فاصله‌ی میلگردهای مهار شونده بیش از شش برابر قطر میلگرد است. اگر یکی از این دو شرط هم برقرار بود، مقدار مقدار ψ_r برابر یک بود.

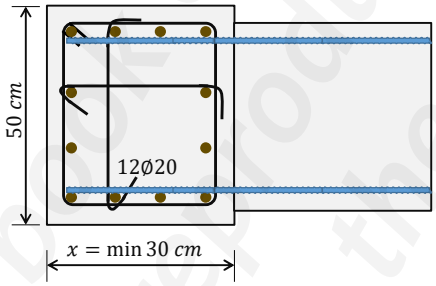
صفحه ۱۱۵ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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

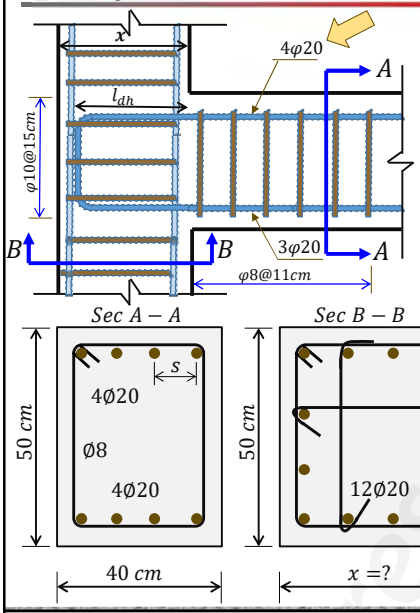
$$l_{dh} = \frac{1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times \left(\frac{30}{105} + 0.6\right)}{1.0} \frac{0.043 \times 400}{\sqrt{30}} \times 20^{1.5} = 250\ mm$$

$$> 150\ mm\ or\ \ 8d_b = 160\ mm$$

بنابراین حداقل بعد ستون باید ۳۰ سانتیمتر لحاظ شود.



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



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 آرماتور محصورکننده) داریم:

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

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

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

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

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

در این مثال، هم $A_{th} < 0.4A_{hs}$ و هم فاصله‌ی میلگردهای مهار شونده کمتر از شش برابر قطر میلگرد است. بنابراین ضریب آرماتور محصور کننده برابر 1.6 است.

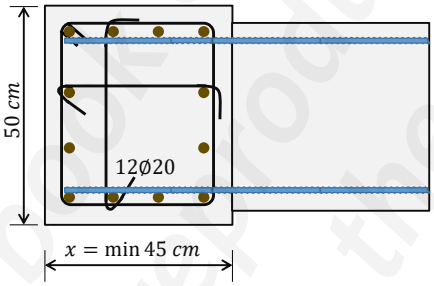
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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

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

$$> 150\ mm\ or\ \ 8d_b = 160\ mm$$

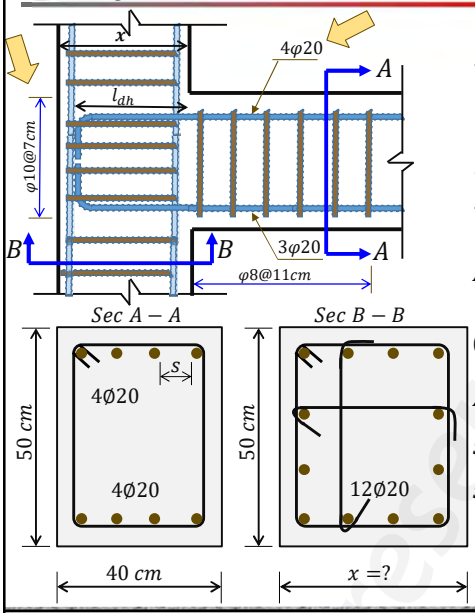
بنابراین حداقل بعد ستون باید ۴۵ سانتیمتر لحاظ شود.



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

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

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



مثال) 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 آرماتور محصورکننده) در این حالت که در طول قلاب ۴ خاموت داریم:

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

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

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

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

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

در این مثال، $A_{th} > 0.4A_{hs}$ ولی فاصله‌ی میلگردهای مهار شونده کمتر از شش برابر قطر میلگرد است. بنابراین ضریب آرماتور محصور کننده برابر 1.0 است.

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

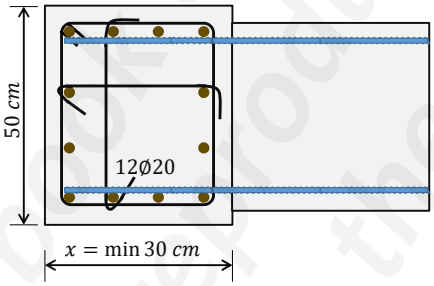
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

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

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

$$> 150\ mm\ or\ \ 8d_b = 160\ mm$$

بنابراین حداقل بعد ستون باید ۳۰ سانتیمتر لحاظ شود.

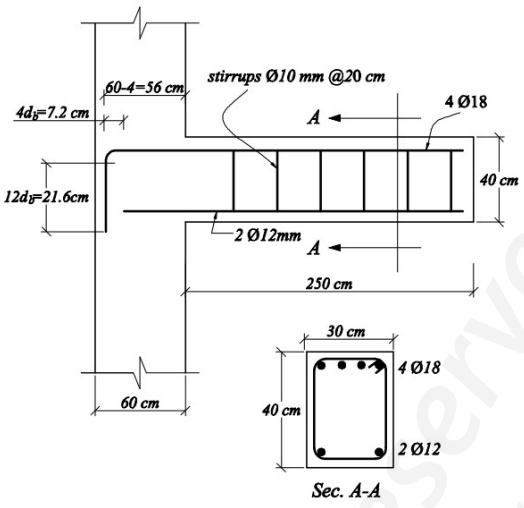


 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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

مثال) برای اتصال نشان داده شده در شکل روبرو، آرماتورهای بالا برای تنش خمشی بَر 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 ۴۲۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع در نظر گرفته شود.



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

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

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

مقدار ψ_r (ضریب آرماتور محصورکننده) چون میلگرد طولی مهار شوند در آرماتورهای عرضی مهار نشده برابر 1.6

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.

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

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

$$> 150\ mm\ or \quad 8d_b = 160\ mm$$

طول مهاری تامین شده ۵۶ سانتیمتر بوده که کافی است.

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

طول گیرایی آرماتور با قلاب استاندارد در کشش در قاب خمشی متوسط و ویژه

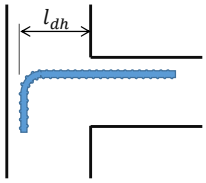
ویرایش ۹۹ مبحث نهم:

طبق بند ۹-۲۰-۵-۴-۳ 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 ۹-۲۰-۶-۵-۵- برای فشار مطابق بند ۹-۲۱-۳-۸ باشد:

طبق بند ۹-۲۰-۶-۵-۵ 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.

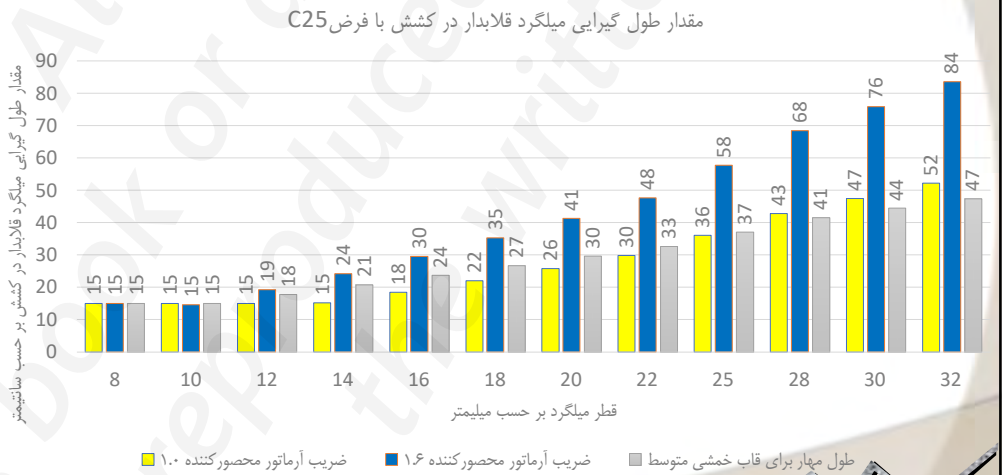
$$l_{dh} = f_y d_b / \left(5.4\lambda\sqrt{f'_c}\right) > 150\,mm \quad or \quad 8d_b$$

ویرایش ۹۲ مبحث نهم: توصیه‌ای در این زمینه ندارد.



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

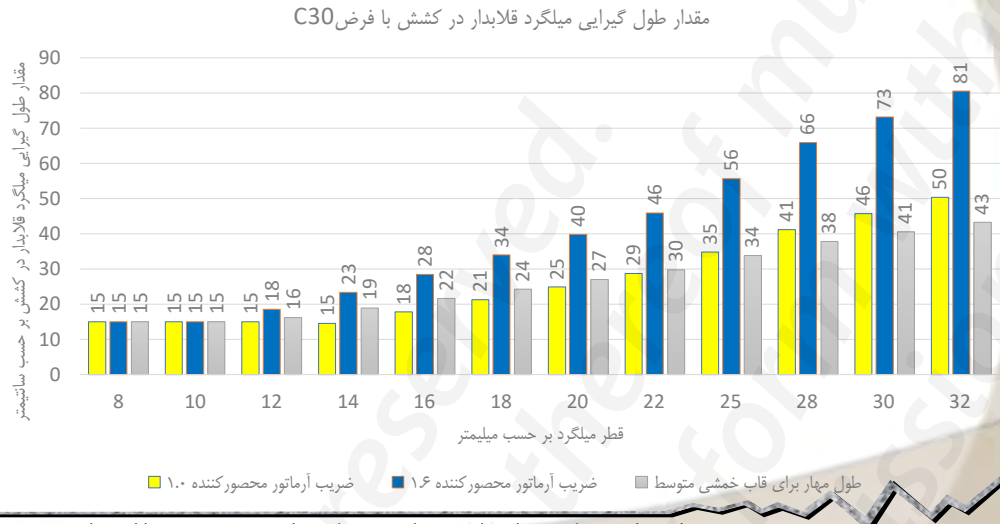
همانطور که دیده می‌شود، برای میلگردهای بزرگتر از قطر ۲۲ ضابطه داده شده برای قاب های خمشی کمتر از ضابطه طول مهاری غیرلرزه‌ای است. در تمام حالات نیز طول مهاری میلگرد قلابدار در کشش با ضریب آرماتور محصور کننده برابر **1.6** حاکم است.



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

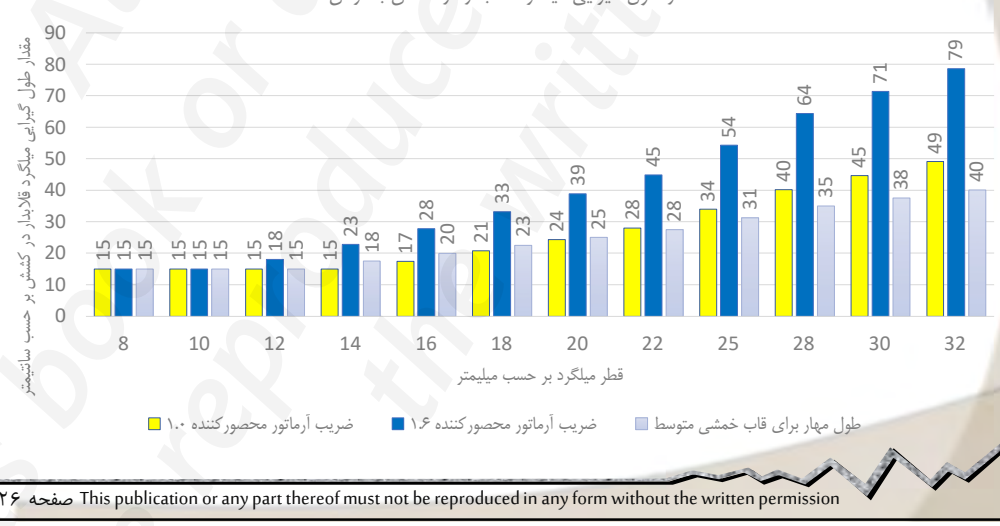
All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

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



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

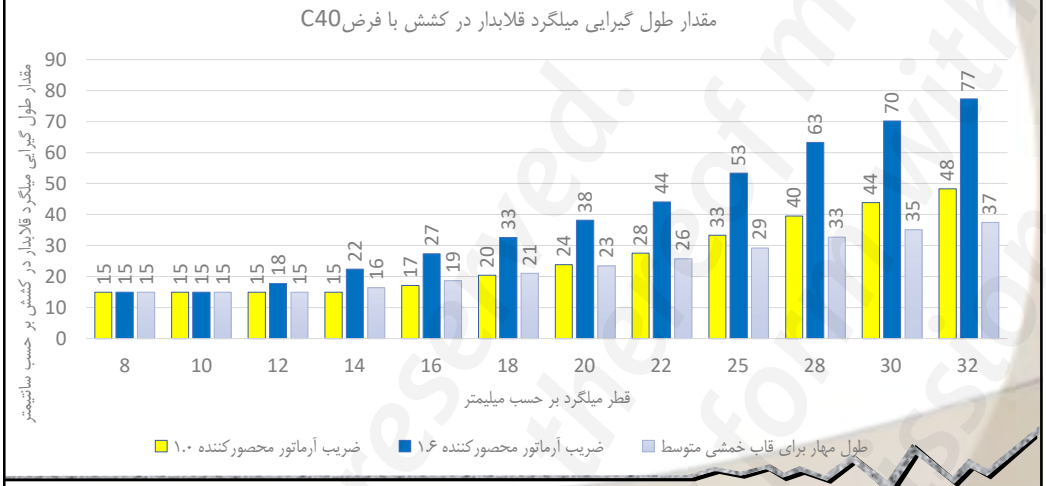
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



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

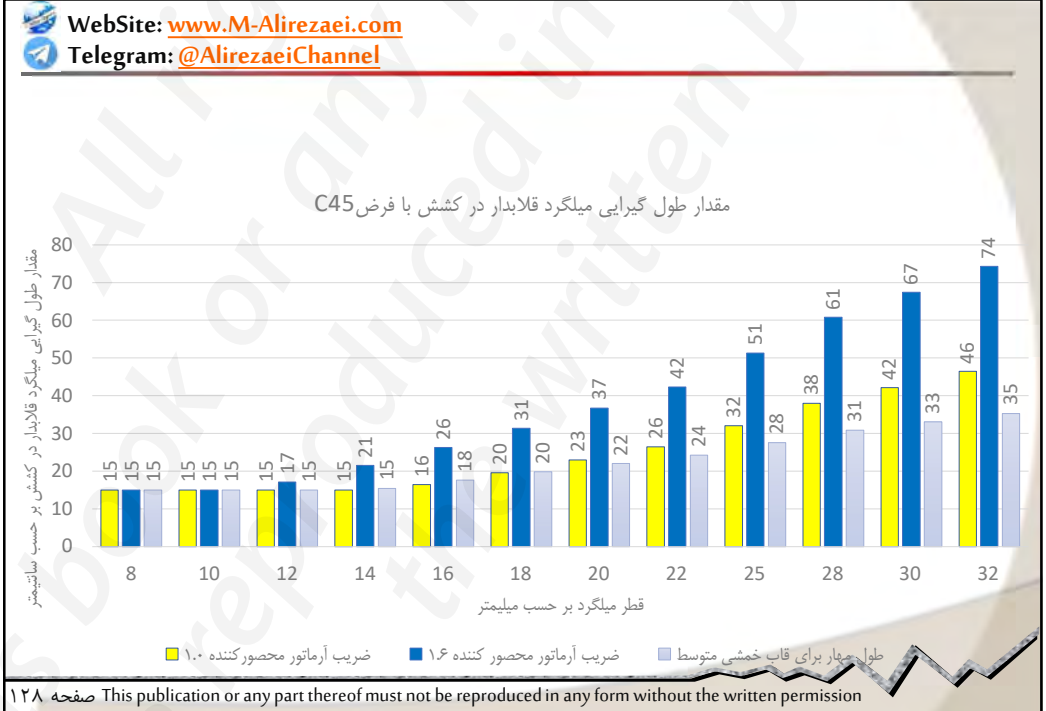
This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission. All rights reserved.

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



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

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



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

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

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 l_d و رابطه طول گیرایی با قلاب در کشش l_{dh} 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 ۹-۳-۲۱-۹ طولهای گیرایی محاسبه شده برای l_d، l_{dt} و l_{dc} را بـــه جـز مواردی کـــه در بند ۹-۹-۳-۲۱-۲ ذکر شده‌اند، می‌توان به نسبت میلگرد مورد نیاز به میلگرد تامین شده کـاهش داد. طول گیرایی اصلاح شده در هر صـورت نبایـد از حـداقل طـول گیرایـی تعریـف شـده برای موارد فوق کمتر باشد.

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

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

الف- در تکیه‌گاه غیر ممتد؛

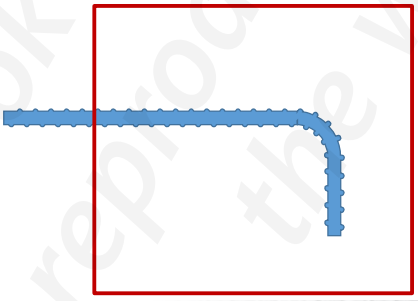
ب- در محل‌هایی که مهار یا گیرایی برای تامین تنش تسلیم لازم است؛

پ- در مواردی که میلگردها باید پیوسته باشند؛

ت- در سیستم‌های باربر لرزه‌ای در سازه‌های با شکل پذیری 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

روش‌های وصله میلگرد

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

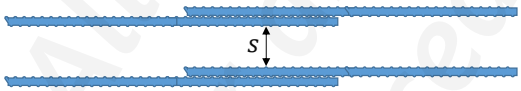
۱- استفاده از وصله پوششی: متداولترین روش بوده و در اکثر موارد اقتصادی است.

مزایا؟

معایت؟

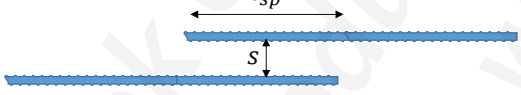
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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



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

- برای وصله‌ی 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.



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

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

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

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

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

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 1.5 تجاوز نکند.

صفحه 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

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

صفحه 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

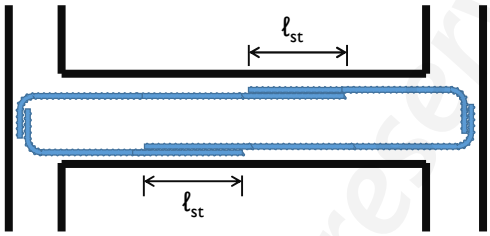
طول وصله پوششی میلگردهای کششی

در وصله پوششی، طول پوشش باید حداقل برابر با l_d1.3 باشد. تنها در مواردی که دو شرط زیر بطور توام 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.

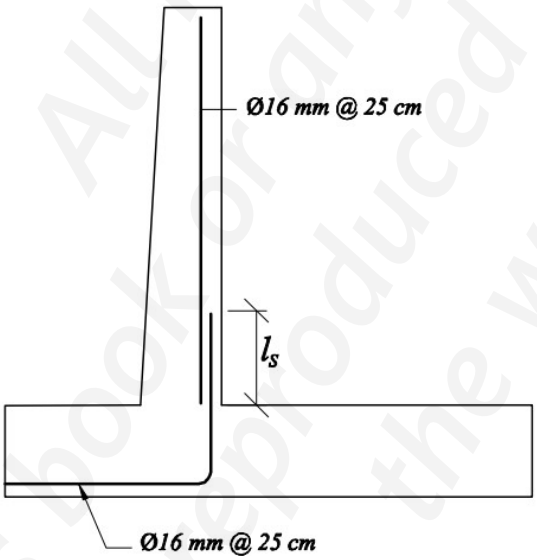
- اگر دو میلگرد با قطرهای نامساوی به هم وصله شوند، طول وصله مورد نیاز باید برابر بزرگترین l_d میلگرد با قطر بزرگتر و l_{st} میلگرد با قطر کوچکتر باشد.



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

 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.

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

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

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

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، γ=0.8 است. همچنین ضریب λ چون بتن با وزن معمولی استفاده شده، برابر یک است. مقدار c بصورت زیر تعیین می‌شود.

$$c = min\begin{pmatrix} 7.5 + 0.8 = 8.3\ cm \\ \frac{25}{2} = 12.5\ cm \end{pmatrix} = 8.3\ cm$$

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

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

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

$$= 35.47\ cm$$

بنابراین طول وصله مورد نیاز برابر است با:

Required splice length l_s = 35.47×(1.3)= 46.11 cm , taken as 50 cm.

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

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

طول وصله پوششی میلگردهای فشاری

طول وصله پوششی برای میلگردهای فشاری برای فولادهای با تنش تسلیم کمتر از ۴۲۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع، برابر $0.0073f_yd_b$ 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 $f_y \le 4200\ kg/cm^2$: ℓ_{sc} is the greater of $0.0073f_ydb$ and 30 cm.

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

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

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

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

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 وصله ها 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 0.0015hs 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 ۳۰ 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 0.0015hs 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.

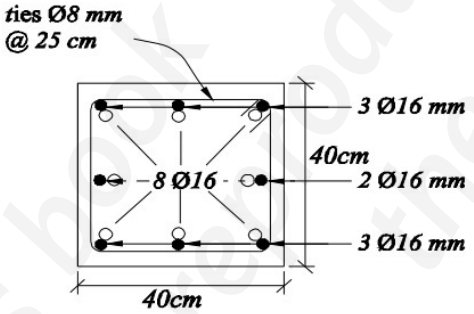
صفحه ۱۳۹ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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 ۱۶ در هر دو سمت وصله استفاده شده باشد.

ب) وقتی که از میلگرد ۱۶ در یک سمت و از میلگرد ۱۸ در سمت دیگر وصله استفاده شده باشد.

مقاومت مشخصه بتن ۳۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع و تنش تسلیم میلگردها ۴۲۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع در نظر گرفته شود.



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

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

0.0073(4200)(1.6)= 49.06 cm ≈ 50 cm > 30 cm O.K

ب) در این حالت چون سایز 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:

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

که البته نباید کمتر از مقدار زیر هم باشد:

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

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.

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

سطح مقطع موثر خاموت‌ها:

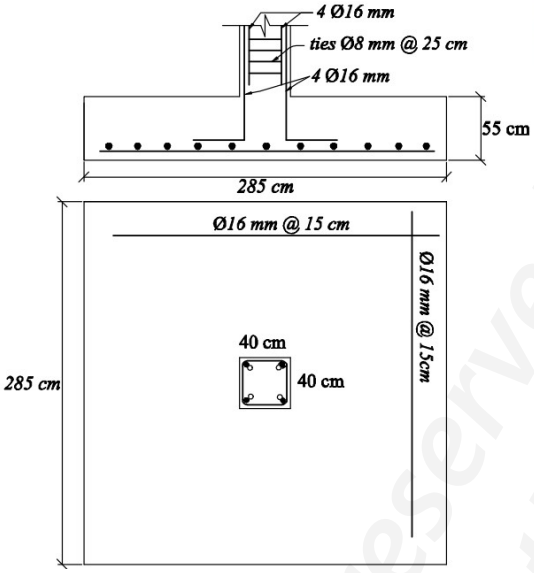
Effective area of ties 2×(0.5) = 1.0 cm^2

0.0015×h×s = 0.0015× (40) ×(25) = 1.5 cm^2 > 1.0 cm^2

بنابراین قادر به اعمال ضریب کاهش **0.83** نیستیم و طول مهاری بدست آمده بدون تغییر باقی خواهد ماند.

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

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



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 7.5 cm، مقاومت مشخصه بتن ۲۵۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع و تنش تسلیم میلگردها ۴۲۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع در نظر گرفته شود.

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

طول گیرایی میلگرد برابر است با:

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

که البته نباید کمتر از مقدار زیر هم باشد:

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

بنابراین طول گیرایی میلگرد برابر 31.88 cm بوده که از مقدار حداقل ۲۰ سانتیمتر نیز بیشتر است. طول موجود در پی برابر است با:

Available length = 55 – 7.5 – 1.6 –1.6 = 44.3 cm > 31.88 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 cm ≈ 50 cm > 30 cm O.K.

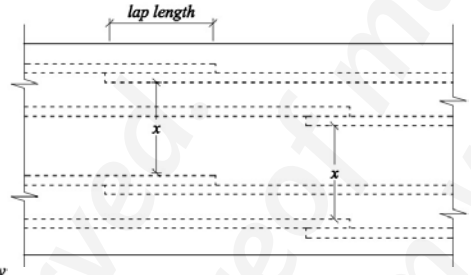
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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

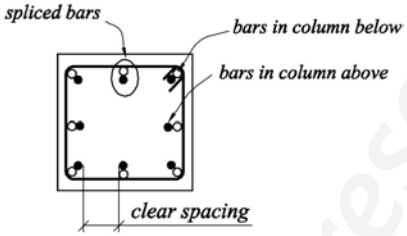
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

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:



 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.

ب) الف)

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

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

گروه میلگردها

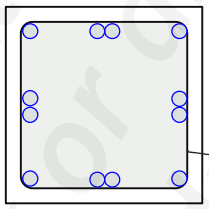
وقتی در مقطع تیر از تعداد آرماتور زیاد استفاده شود، (مثلا درصد میلگرد بالا باشد) جاگذاری این میلگردها در مقطع در اجرا و بتن ریزی آنها مشکل است. در بند ۹-۲۱-۵ مبحث نهم، اجازه استفاده از میلگردها بصورت گروهی داده شده است. تعداد میلگردها در هر گروه میلگرد که به صورت یک واحد کار می‌کنند، به چهار محدود می‌شود.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

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

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

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

گروه میلگرد باید توسط آرماتور عرضی محاط شود. آرماتورهای عرضی گروه میلگردهای تحت فشار باید به قطر حداقل ۱۲ میلی‌متر باشند.

 $\geq 12\ mm \Rightarrow$ Bundled bars in compression members

محل قطع هر میلگرد در گروه میلگرد، در طول دهانه‌ی اعضای خمشی، باید به فاصله‌ی 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

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

- 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.

صفحه ۱۴۹ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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	fy, kg/cm²	Minimum reinforcement ratio	
Deformed bars	<4200	0.002	
Deformed bars or welded wire reinforcement	>4200	Greater of:	$(0.0018\times4200)/f_y$
			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.

صفحه ۱۵۰ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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

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.

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

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.

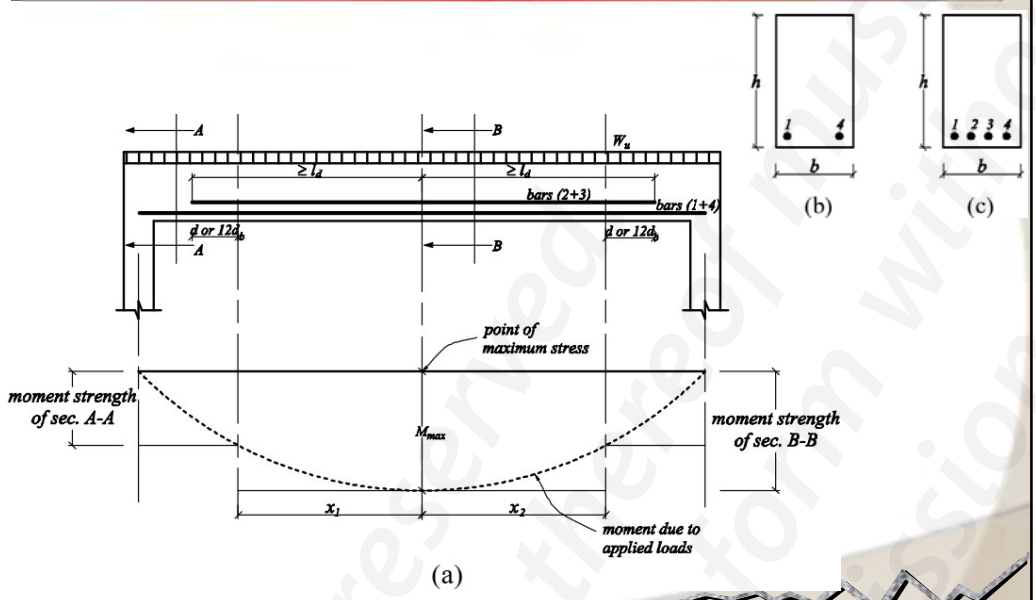
* در هر مقطع بحرانی، باید بعد از آن آرماتورها به میزانی ادامه داده شوند. میلگردها باید از محل مقطعی که وجودشان دیگر برای تحمل خمش لازم نیست طول حداقل برابر با d یا $12d_b$ هرکدام بزرگترند، ادامه داده شوند. رعایت این ضابطه در انتهای عضو با تکیه‌گاه ساده و یا انتهای آزاد عضو طره‌ای الزامی نیست.

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.

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

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

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



صفحه ۱۵۳ 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 آرماتورخمشی 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.

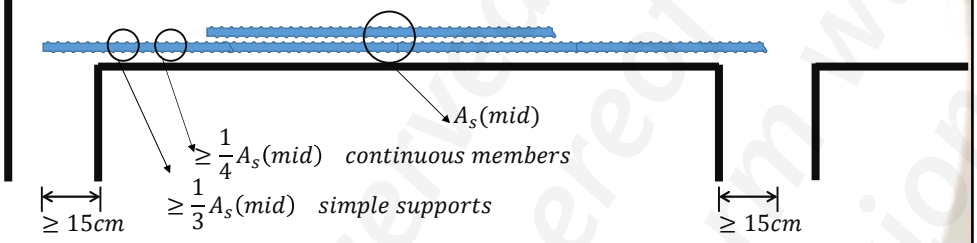
9.7.3.8.1 At simple supports, at least one-third of the maximum positive moment reinforcement shall extend along the beam bottom into the support at least 6 in.

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 fy at the face of the support.

صفحه 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

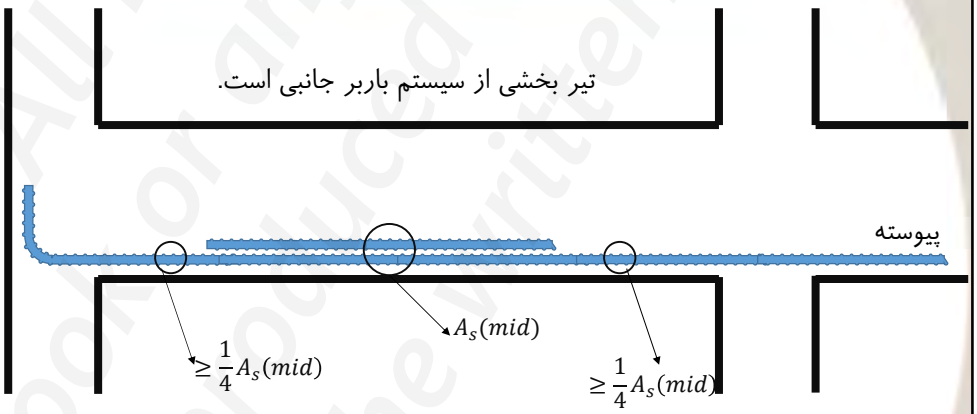
تیر بخشی از سیستم باربر جانبی نیست.



صفحه ۱۵۵ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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

تیر بخشی از سیستم باربر جانبی است.



صفحه ۱۵۶ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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

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

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.

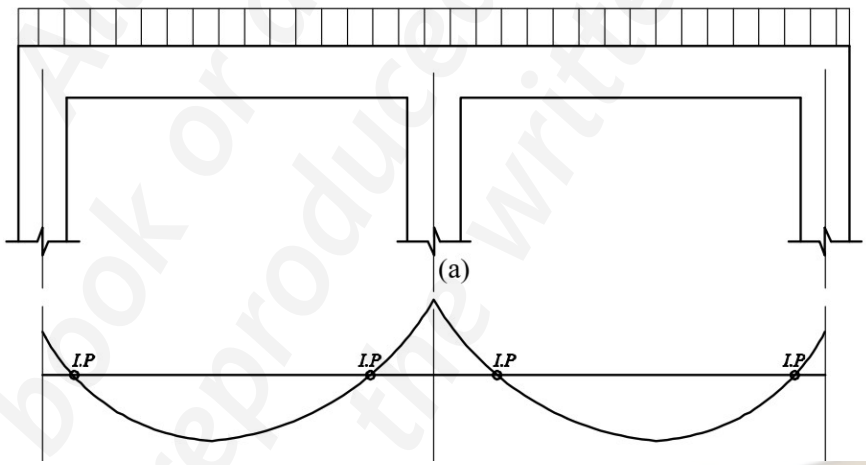
حداقل یک سوم آرماتور خمشی منفی موجود در تکیه‌گاه یک عضو خمشی باید تا محل نقطه عطف منحنی تغییرشکل عضو ادامه داده شده و از این محل به اندازه حداقل d، $12d_b$ و یک شانزدهم طول دهانه خالص، هرکدام بزرگتر است، فراتر برده شود.

9.7.3.8.4 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 ۱۵۷ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

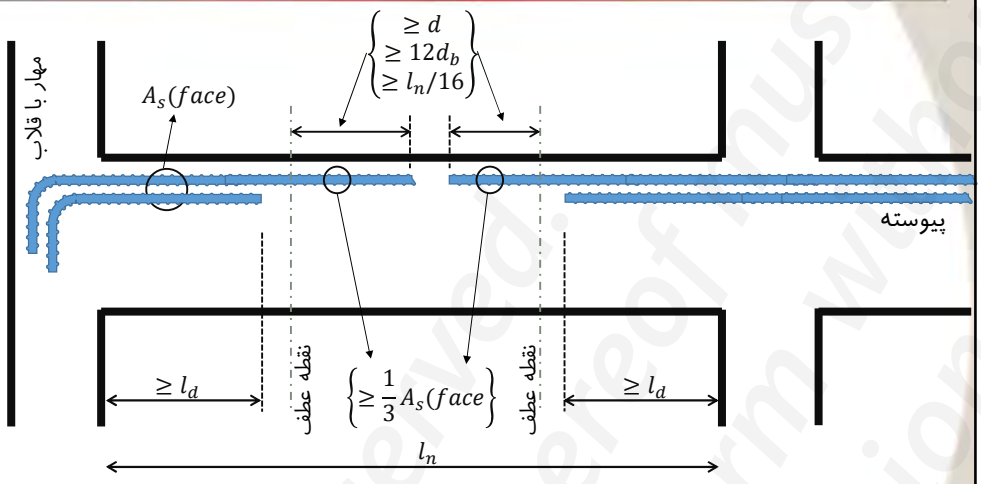
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

نقاط عطف برای یک تیر پیوسته در شکل زیر نشان 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



 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 ضربیدار 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:

$d = 70 - 4 - 0.8 - 2.2 - 2.5/2 = 61.75$ cm

برای مقطع B-B داریم:

$d = 70 - 4 - 0.8 - 2.2/2 = 64.10$ cm

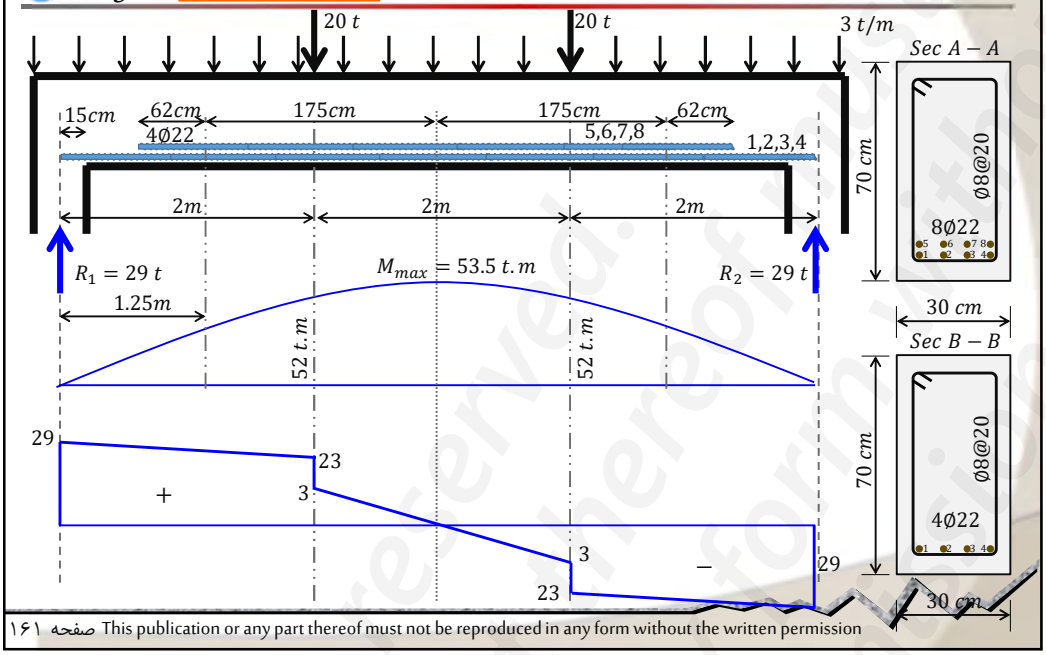
ظرفیت خمشی مقطع B-B با 4ϕ22 برابر است با:

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

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

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

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



 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 4ϕ22 در فاصله x از آکس تکیه‌گاه سمت چپ است که با معادله زیر تعیین می‌شود.

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

با حل این معادله درجه دو داریم:

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

الزامات ACI318:

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

بنابراین طول قطع برابر است با:

Length of cutoff bars = 2 (175 + 62) = 474 cm

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

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

۲- فاصله بین نقطه بحرانی (تنش حداکثر) تا انتهای میلگرد، از هر طرف بایستی بزگتر یا برابر طول مهاری آن میلگرد در کشش l_d 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، γ=1.0 است. همچنین ضریب λ چون بتن با وزن معمولی استفاده شده، برابر یک است. مقدار c بصورت زیر تعیین می‌شود.

$$c = min\left(\begin{matrix}4.0+0.8+1.1=5.9\ cm \\ \dfrac{30-4\times2-2\times0.8-2.2}{3\times2}=3.03\ cm\end{matrix}\right)=3.03\ cm$$

$$k_{tr}=\frac{40A_{tr}}{sn}=\frac{40\times2(\pi\times0.8^2\times0.25)}{20\times4}=0.5$$

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

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

$$l_d=\left[\frac{f_y}{3.5\lambda\sqrt{f_c'}}\times\frac{\alpha\beta\gamma}{\left(\frac{c+k_{tr}}{d_b}\right)}\right]d_b=\left[\frac{4200}{3.5\times1.0\sqrt{250}}\times\frac{1.0\times1.0\times1.0}{1.6}\right]2.2=$$

$$=104.36\ cm$$

طول مهاری موجود:

Available development length = 474/2 = 237 cm > 104.36 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.

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

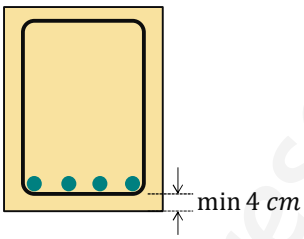
All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

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

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.

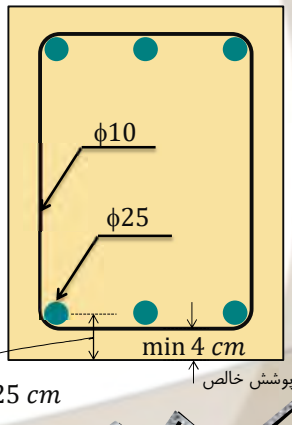


صفحه ۱۶۵ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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

ویرایش ۹۹ مبحث نهم:

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 سیم های به قطر ۱۶ میلیمتر و کمتر	۴۰
بتن در تماس با هوا و یا خاک نیست.	دال‌ها، تیرچه‌ها و دیوارها	میلگردهای بزرگتر از قطر ۳۶ میلیمتر	۴۰
		میلگردهای قطر ۳۴ میلیمتر و کمتر	۲۰
	تیرها، ستون‌ها، ستون‌های پایه‌ها و اعضای کششی	آرماتورهای طولی، خاموت ها، بست‌ها، دورپیچ‌ها و تنگ‌ها	۴۰



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

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

Define menu >Section Properties > Frame Sections

تعریف مقطع ستون

تعریف مقطع تیر

 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 ۹-۴-۹-۵-۲ 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

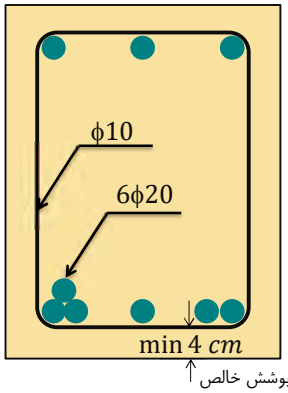
(b) 50 mm and for concrete cast against and permanently in contact with ground, the specified cover shall be 75 mm.

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

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

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

مثال) مقدار کاور بتن چقدر باشد؟



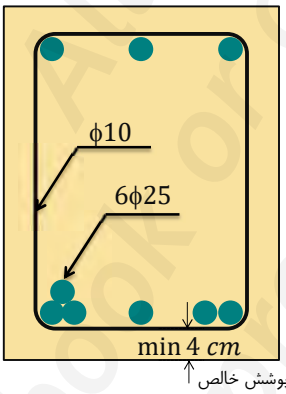
$$\text{Cover: min} \begin{cases} 50\ mm \\ 3 \times \dfrac{\pi \times 2^2}{4} = \dfrac{\pi \times d^2}{4} \rightarrow d = \sqrt{3 \times 2^2} = 3.46\ cm \end{cases}$$

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

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

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

مثال) مقدار کاور بتن چقدر باشد؟



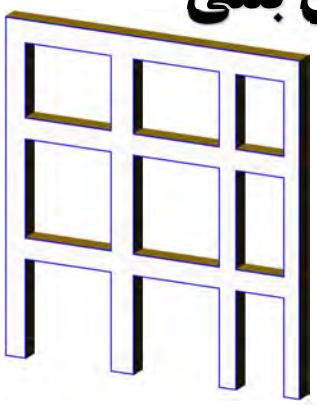
$$\text{Cover: min} \begin{cases} 50\ mm \\ 3 \times \dfrac{\pi \times 2.5^2}{4} = \dfrac{\pi \times d^2}{4} \rightarrow d = \sqrt{3 \times 2.5^2} = 4.3\ cm \end{cases}$$

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

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

فصل چهارم

تحلیل و طراحی سازه‌های بتنی



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

روش طراحی سازه های 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.

گام های 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.

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

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

تغییر روش طراحی بر مبنای ضریب بار و مقاومت به روش طراحی مقاومت نهایی

در ویرایش ۹۹ مبحث نهم روش طراحی برمبنای ضریب بار و مقاومت (LRFD) کنار گذاشته شده و مبحث جدید، روش طراحی مقاومت نهایی استفاده شده است.

اگرچه سطوح بار و فلسفه طراحی در هر دو روش تقریباً یکسان است، لیکن در ویرایش ۹۲ مبحث نهم، ضریب کاهش مقاومت برای بتن و فولاد متفاوت بود. مثلا ضریب کاهش مقاومت بتن برابر ϕ_c=0.65 و برای فولاد ϕ_s=0.85 بود. در ویرایش ۹۹ مبحث نهم، همگام با روش ACI 318 ضریب کاهش مقاومت به کل مقاومت اسمی مقطع به صورت یکجا زده می‌شود.

design strength ≥ required strength

$$\varphi S_n \geq U$$

Load and Resistance Factor Design ⟹ **Strength Design Method**

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

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

ترکیب بارهای طراحی

طبق ویرایش ۹۹ مبحث نهم:

بهتر آن بود که ترکیب بارها در مبحث نهم داده نمی‌شد.

براساس جدول ۹-۷-۱ ترکیب بارهای طراحی، مبحث نهم بصورت زیر است:

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

۹-۷-۳-۲-۲) ضرایب بار مربوط به **L** در ترکیب بارهای ۳، ۴ و ۵ را میتوان به **0.5** کاهش داد، مگر در بارگذاری پارکینگ‌ها، بارگذاری محل‌های ازدحام عمومی و محل‌هایی که میزان بار زنده آنها بیشتر از ۵ کیلونیوتن بر متر مربع باشد. استفاده از ضریب **0.5** مورد اشاره در کنار بارهای زنده کاهش یافته نیز مجاز است.

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

طبق ویرایش ۹۸ مبحث ششم:

براساس بند ۶-۲-۳-۲ 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 or S or R)
3. 1.2D + 1.6(L_r or S or R) + (L or 0.5(1.6W))
4. 1.2D + 1.0(1.6W) + L + 0.5(L_r or S or R)
5. 1.2D + 1.0E + L + 0.2S
6. 0.9D + 1.0(1.6W)
7. 0.9D + 1.0E

۶-۲-۳-۲-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 0.5 منظور نمود. مشروط به آنکه طبق ضوابط بند ۶-۵-۵ کاهش بارهای زنده در محاسبه بار L منظور نشده باشد.

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

ضریب اطمینان طراحی سازه بتنی

برای ترکیب بار ثقلی داریم:

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

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

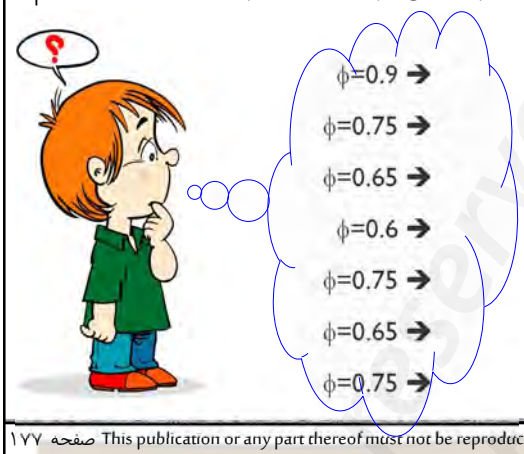
ϕ	0.9				0.8				0.75			
L/D	0	1	2	3	0	1	2	3	0	1	2	3
Factor of safety	1.33	1.56	1.63	1.67	1.50	1.75	1.83	1.88	1.60	1.87	1.96	2.00

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

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

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:

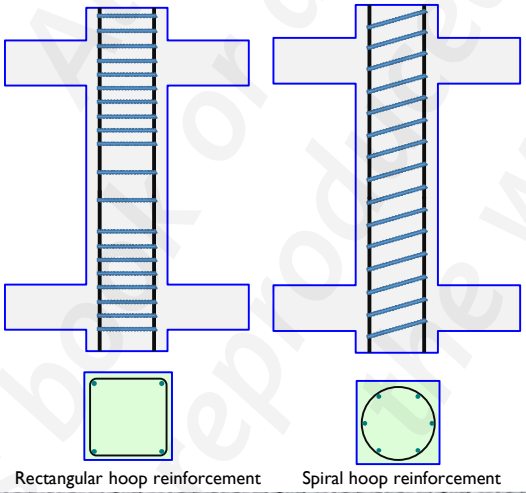


- مقاطع کشش-کنترل $\phi=0.9$
- مقاطع فشار-کنترل با دورپیچ $\phi=0.75$
- مقاطع فشار-کنترل – سایر اعضا $\phi=0.65$
- برای عناصر بتنی ساده (بدون آرماتور) $\phi=0.6$
- برای برش و پیچش $\phi=0.75$
- برای مقاومت اتکایی $\phi=0.65$
- برای مدل بست و بند $\phi=0.75$

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

- 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؟



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

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.

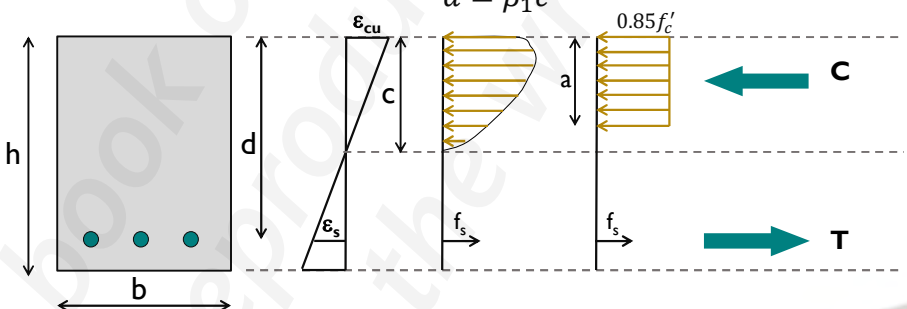
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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

* طبق ACI318-19 توزیع تنش در بتن بصورت یک مستطیل معادل، در ناحیه فشاری معادل 0.85fc′ در ارتفاعی به میزان a از دورترین تار فشاری در نظر گرفته می‌شود.

22.2.2.4.1 Concrete stress of 0.85fc′ 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:

$$a = \beta_1 c$$



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.

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

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

$$f'_c \le 280\ \frac{kg}{cm^2} \quad \rightarrow \quad \beta_1 = 0.85$$

$$280\ \frac{kg}{cm^2} < f'_c < 560\ \frac{kg}{cm^2} \quad \rightarrow \quad \beta_1 = 0.85 - \frac{0.05(f'_c - 280)}{70}$$

$$f'_c \ge 560\ \frac{kg}{cm^2} \quad \rightarrow \quad \beta_1 = 0.65$$

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

رفتار المان‌های بتنی: المان های سازه های بتنی عموما تحت نیروهای زیر هستند:

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

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

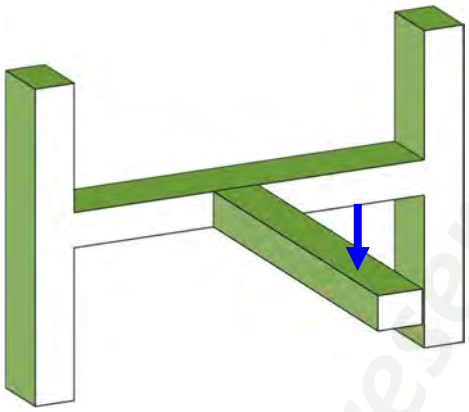
All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

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

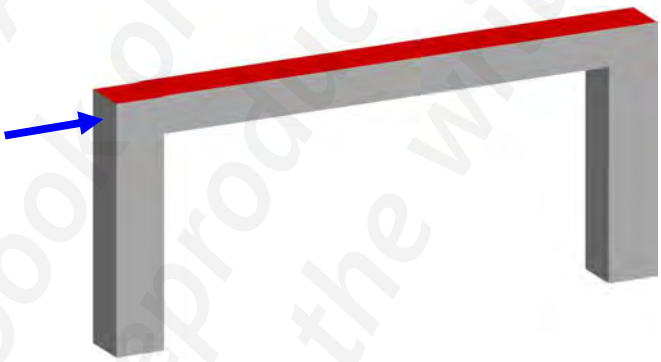
۳- کنترل عرض ترک تحت بارهای سرویس



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

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.



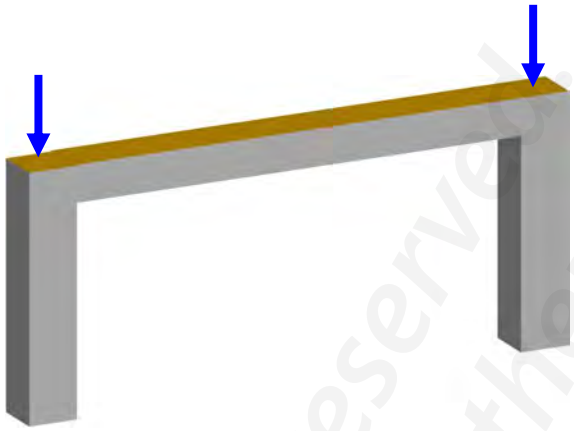
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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

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

۲- 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.

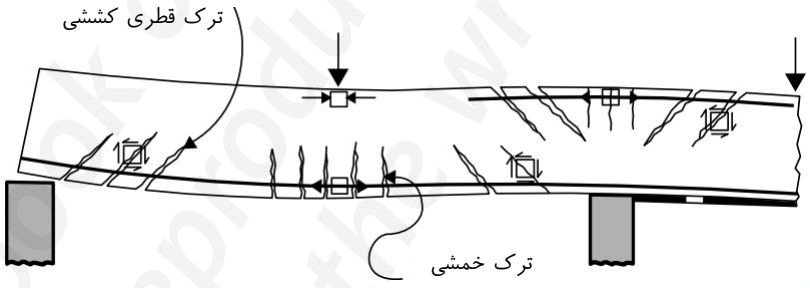


صفحه ۱۸۵ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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

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.



صفحه ۱۸۶ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

مدلسازی چشمه اتصال در قاب خمشی

ویرایش ۹۹ مبحث نهم:

طبق بند ۹-۶-۳-۲-۱-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 می شود. همچنین طبق بند ۹-۶-۵-۲-۳ به منظور ساده کردن تحلیل، استفاده از هر یک از روش‌های (الف) و (ب) زیر و یا هر دوی آنها مجاز است:

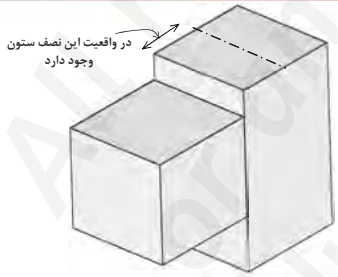
الف) استفاده از بند ۹-۶-۳-۲-۱-ب،

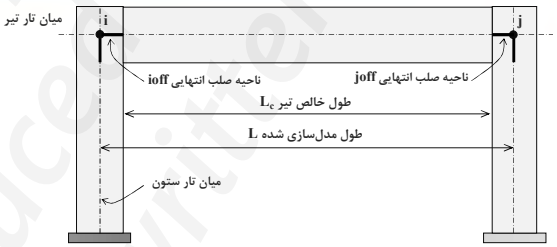
ب) در قاب‌ها و یا ساخت و سازهای پیوسته، می‌توان چشمه‌ی اتصال را صلب فرض نمود.

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





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 بُعد است. به این صورت که مثلا برای مدل‌سازی ستونی با عرض ۲۰ سانتیمتر، باید از یک عضو (المان) میله‌ای بدون بُعد که دقیقا 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 مدل 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 مدل 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.

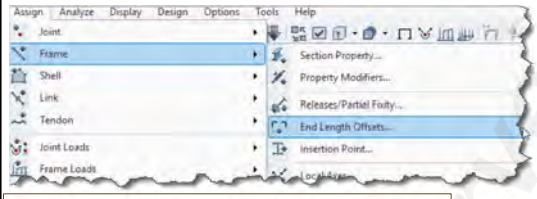
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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.

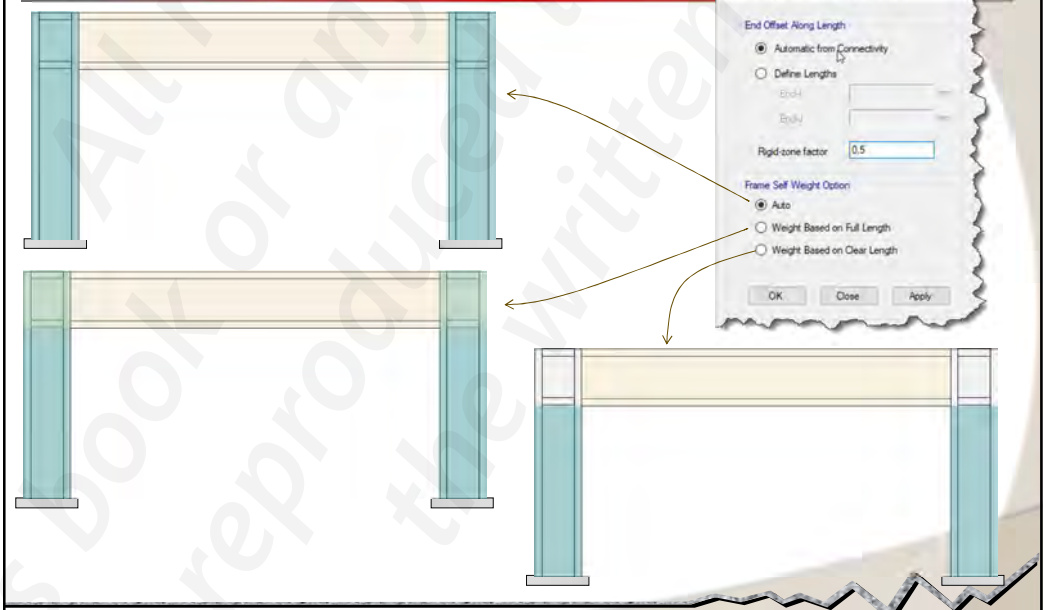


وزن تیر بدون لحاظ کردن ناحیه صلب انتهایی براساس طول خالص و وزن ستون براساس طول کل محاسبه میشود.

وزن تیر و ستون بدون لحاظ کردن ناحیه صلب انتهایی براساس طول کل محاسبه میشود.

صفحه ۱۸۹ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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



صفحه ۱۹۰ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

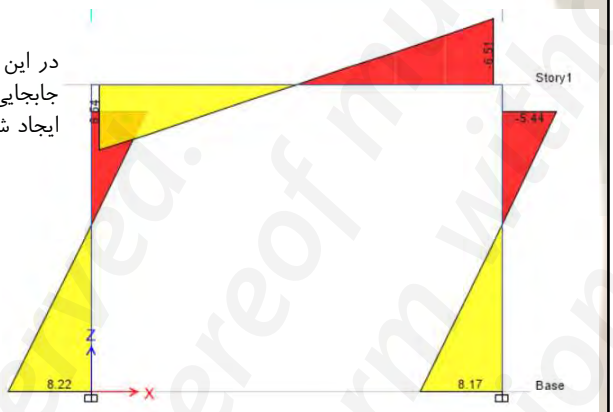
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مثال)

Model 1: Rigid zone factor = 0, No panel zone

Maximum deflection: Δx = 3.05 cm

در این مدل که ناحیه صلب انتهایی صفر در نظر گرفته جابجایی زیاد رخ داده (محافظه کارانه) و مقدار لنگرهای ایجاد شده در اعضا کمترین هستند (غیر محافظه کارانه)



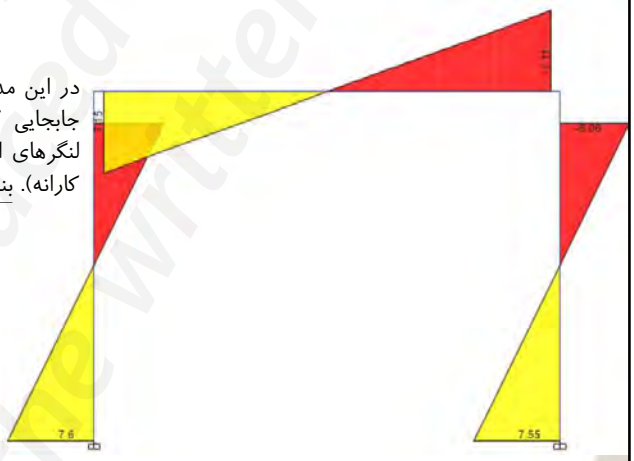
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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

Model 2: Rigid zone factor = 1.0, No panel zone

Maximum deflection: Δx = 2.52 cm

در این مدل که ناحیه صلب انتهایی یک در نظر گرفته جابجایی کمی رخ داده (غیر محافظه کارانه) و مقدار لنگرهای ایجاد شده در اعضا بیشترین هستند (محافظه کارانه). بنابراین این مدل توصیه نمی‌شود.



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

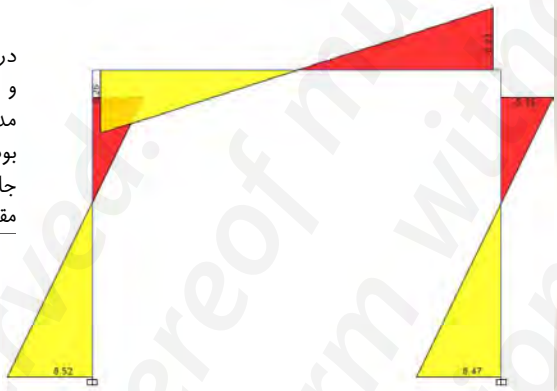
This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission. All rights reserved.

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

Model 3: Rigid zone factor = 0, Panel zone from column

Maximum deflection: Δx = 3.31 cm

در این مدل که ناحیه صلب انتهایی صفر در نظر گرفته و چشمه اتصال با استفاده از مشخصات هندسی ستون مدلسازی شده است. در این مدل گره ها انعطاف پذیر بوده و دوران زیادی در آنها رخ میدهد که باعث ایجاد جابجایی زیاد میگردد. این مدل توصیه نمی‌شود زیرا مقادیر لنگرها در آن غیرمحافظه کارانه هستند.



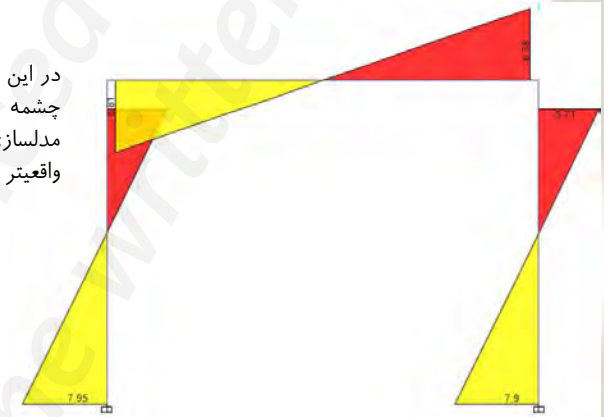
صفحه ۱۹۳ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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

Model 4: Rigid zone factor 1.0, Panel zone from column

Maximum deflection: Δx = 2.83 cm

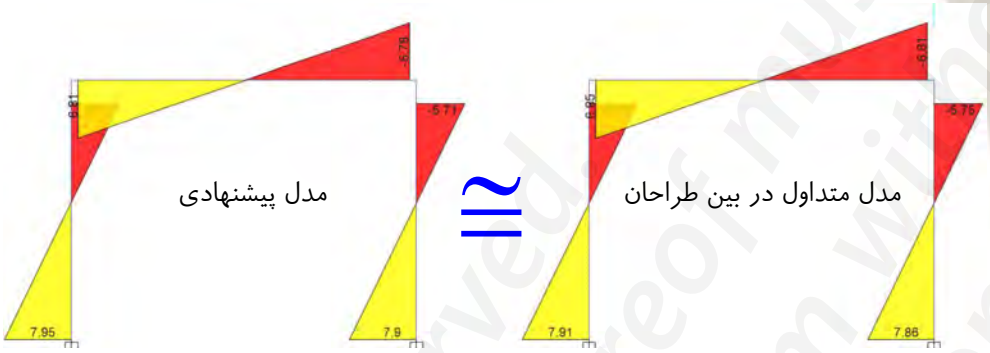
در این مدل که ناحیه صلب انتهایی یک در نظر گرفته و چشمه اتصال با استفاده از مشخصات هندسی ستون مدلسازی شده است. در این مدل انعطاف پذیری گره‌ها واقعیتر بوده و توصیه می‌شود از این مدل استفاده گردد.



صفحه ۱۹۴ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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

مقایسه مدل ۴ (توصیه شده) و مدل متداول بین طراحان:



Rigid zone factor 1.0, Panel zone from column
Maximum deflection: Δx = 2.83 cm

Rigid zone factor 0.5, No panel zone
Maximum deflection: Δx = 2.77 cm

ضریب ترک خوردگی اعضای بتنی

ویرایش ۹۹ مبحث نهم:

طبق بند ۹-۶-۵-۳-۱-۱، 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 ۹-۶-۵-۳-۱-۲، در تحلیل برای بارهای جانبی ضریبدار می‌توان ممان اینرسی کلیه‌ی 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.

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

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

جدول 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_wh
دیوارها	ترک نخورده	$0.7I_g$		
	ترک خورده	$0.35I_g$		
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		
	حداقل	I	حداکثر
ستون‌ها و دیوارها	$0.35I_g$	$\left(0.8+25\frac{A_{st}}{A_g}\right)\left(1-\frac{M_u}{P_uh}-0.5\frac{P_u}{P_0}\right)I_g$	$0.875I_g$
تیرها، دال‌های تخت و دال‌های قارچی	$0.25I_g$	$(0.10+25\rho)\left(1.2-0.2\frac{b_w}{d}\right)I_g$	$0.5I_g$

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

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

ویرایش ۹۲ مبحث نهم:

طبق بند ۹-۱۳-۸-۴، 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 ۰/۳۵ و ۰/۷برابر سختی خمشی مقطع ترک نخورده آنها منظور نمود.

- در قاب‌های مهار شده سختی خمشی تیرها و ستونها را به ترتیب معادل ۰/۵ و ۱برابر سختی خمشی مقطع ترک نخورده آنها منظور نمود.

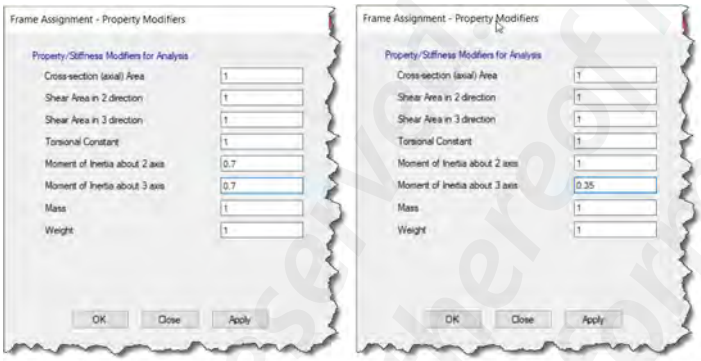
سختی خمشی دیوارها در هر دو جهت را در صورتی که ترک خورده باشند ۰/۳۵ و در غیر این صورت ۰/۷برابر سختی خمشی مقطع کل منظور نمود.

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

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

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.



 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 پیچشی تیرها:

در صورتی که تیر نامعین باشد و پیچش آن از نوع پیچش همسازی باشد (تعادلی نباشد)، ضریب اصلاح سختی پیچشی (برمبنای بازپخش نیروهای داخلی) بر اساس روش آزمون و خطا تعیین می‌شود. بند ۹-۸-۶-۱-۴ مبحث نهم عنوان می‌کند «اجازه داده می‌شود پیچش ضریبدار طرح (T_u) تا حد ϕT_{cr} کاهش یابد». بدین منظور ابتدا برای کلیه تیرها مقدار ضریب اصلاح سختی پیچشی برابر یک در نظر گرفته شود. پس از تحلیل و با معلوم شدن پیچش ضریبدار تیر، درصورتی که $T_u<\phi T_{cr}$ باشد، برای آن تیر نیاز به کاهش سختی پیچشی نبوده، ضریب مذکور برابر یک باقی می‌ماند. لیکن در صورتیکه $T_u>\phi T_{cr}$ باشد لازم است ضریب اصلاح سختی پیچشی تیر مورد نظر کاهش داده شود و با انجام تحلیل، مجدداً بررسی صورت گیرد. توجه شود در این حالت اگر با کاهش ضریب اصلاح سختی پیچشی، $T_u<\phi T_{cr}$ شده باشد، لازم است ضریب مذکور افزایش داده شود به گونه ای که $T_u<\phi T_{cr}$ نشود.

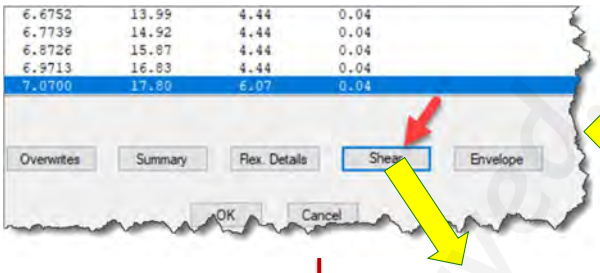
مقدار ϕT_{cr} را می‌توان بر مبنای بند ۹-۸-۶-۲-۲ مبحث نهم محاسبه نمود و یا جهت سهولت کار می‌توان پس از انجام عملیات طراحی قاب بتنی، بر روی تیر مورد نظر کلیک راست و سپس گزینه Shear انتخاب شود. در پنجره‌ای که باز خواهد شد، جدول Torsion Capacity وجود دارد که در آن مقدار ϕT_{cr} گزارش شده است.

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

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

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

برای تیرهای تعادلی، تعریف ضریب اصلاح پیچش مجاز نیست.



بعد از راست کلیک بر روی تیر طراحی شده:

Torsion Capacity

Torsion T_u kgf-m	Threshold ΦT_{th} kgf-m	Critical ΦT_{cr} kgf-m	Conc.Area A_{cp} cm²	Conc.Area A_{ch} cm²	Conc.Area A_o cm²	Perimeter P_{cp} cm	Perimeter P_h cm
1419.6275	772.9443	3091.7772	2000	1278.9	1087.1	180	144.4

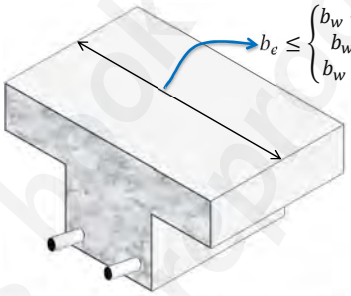
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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

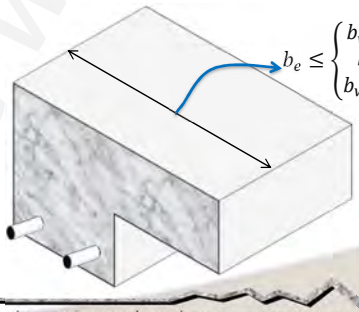
جدول ۹-۶-۱ مبحث نهم ویرایش ۹۹

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

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

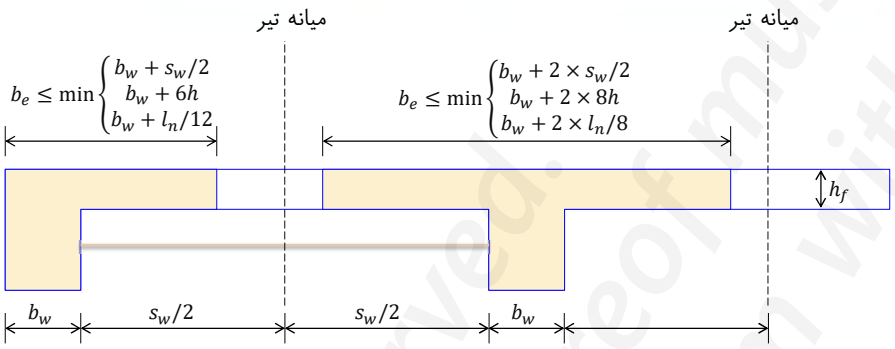


$$b_e \le \begin{cases} b_w + s_w/2 \\ b_w + 6h \\ b_w + l_n/12 \end{cases}$$



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

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



در روابط فوق l_n طول خالص دهانه تیر است.

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

طبق آیین‌نامه 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;

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

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

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

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

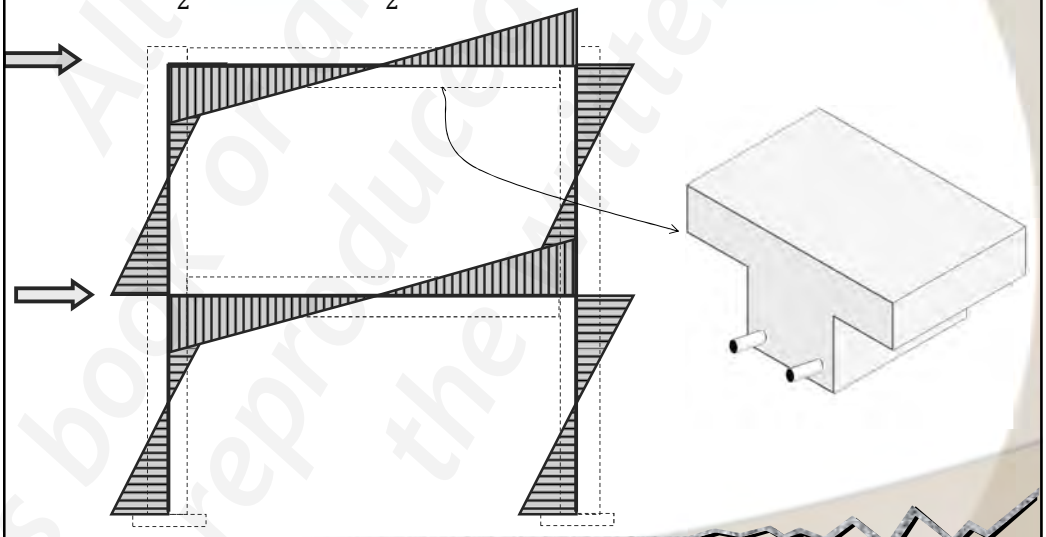
ACI318-19:

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.

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

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



صفحه ۲۰۶ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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

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

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

Assign menu > Frame > Property Modifiers

 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: 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 ۹-۶-۵-۳-۱-۳ 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 بندهای۹-۶-۵-۳-۱-۱ و ۹-۶-۵-۳-۱-۲ 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

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

ضریب کاهش وزن تیرها

به دلیل تداخل و اشتراک بخشی از سقف با تیرها، وزن ناحیه مشترک آنها دوبار توسط برنامه محاسبه میشود. برای برطرف کردن این مشکل، زمان تعریف مقطع تیر، از مسیر Define menu > Section Properties > Frame Sections و یا انتخاب تیر و استفاده از مسیر Assign menu > Frame > Property Modifiers ضریب اصلاح جرم را وارد نمایید. توجه شود چون این ضریب برای همه تیرها با هر مقطع و ارتفاعی برابر نیست، لازم است اگر از مسیر دوم (مسیر Assign menu > Frame > Property Modifiers) اقدام شود، با تغییر مقطع تیرها در طول مراحل آزمون و خطای طراحی این ضریب مکرر اصلاح شود (با توجه به تعداد تیرها این کار مشکل است). اگر برای کل تیرها بخواهیم یک ضریب اعمال کنیم (برای راحتی) باید برای تیر با بیشترین ارتفاع که دارای ضریب بزرگتری هست، این کار انجام شود.

ضریب اصلاح وزن و جرم تیرهای با مقطع مستطیلی به صورت زیر محاسبه می‌شود:

۱- (ارتفاع تیر / ضخامت دال بتنی یا ضخامت معادل بتن در سقف تیرچه و بلوک)

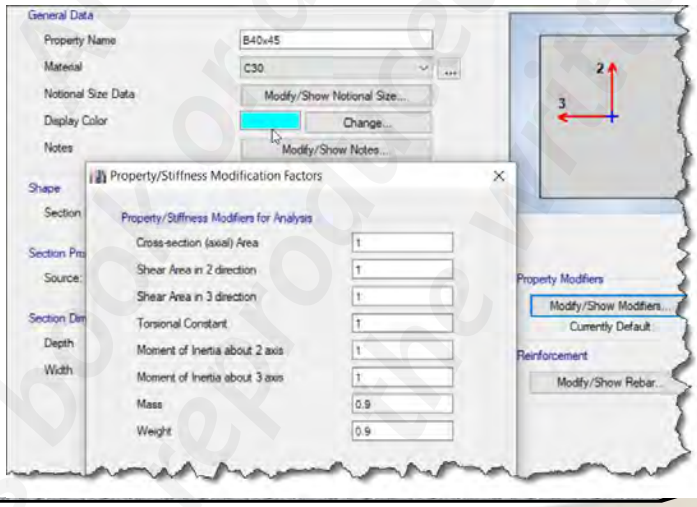
ضریب اصلاح وزن و جرم تیرهای با مقطع T و L به صورت زیر محاسبه می‌شود:

۱- $\frac{\text{ارتفاع تیر + ضخامت دال بتنی یا ضخامت معادل بتن در سقف تیرچه و بلوک} \times \text{عرض موثر بال}}{\text{مساحت کل تیر با مقطع T یا L}}$

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

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

مسیر Define menu > Section Properties > Frame Sections



 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 سقف تیرچه بلوک با عرض تیرچه ۱۰ سانتیمتر، ضخامت بتن روی بلوک برابر ۵ سانتیمتر و ارتفاع تیرچه برابر ۲۵ سانتیمتر و همچنین عرض بلوک ها برابر ۵۰ سانتیمتر در صورتی که عمق تیر اصلی ۵۰ سانتیمتر باشد، ضریب اصلاح وزن را تعیین نمایید.

$$\text{ضخامت معادل} = \frac{25 \times 10}{60\ cm} + 5 = 9.167$$

$$\text{ضریب اصلاح} = 1 - \frac{9.167}{50\ cm} = 0.82$$

مثال) برای سقف دال به ضخامت ۱۸ سانتیمتر، در صورتی که عمق تیر اصلی ۵۰ سانتیمتر باشد، ضریب اصلاح وزن را تعیین نمایید.

$$\text{ضریب اصلاح} = 1 - \frac{18\ cm}{50\ cm} = 0.64$$

مثال) برای سقف دال به ضخامت ۱۸ سانتیمتر، برای تیر T شکل به ارتفاع کل ۵۰، عرض موثر بال برابر ۱۱۰ و عرض جان برابر ۴۰ سانتیمتر ضریب اصلاح را تعیین کنید:

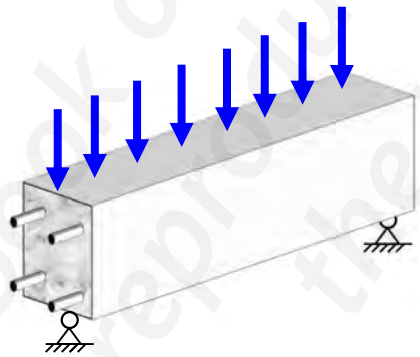
$$\text{ضریب اصلاح} = 1 - \frac{18 \times 110}{18 \times 110 + 35 \times 40} = 0.35$$

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

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

فصل پنجم

تحلیل و طراحی اعضای بتنی برای خمش



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

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

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

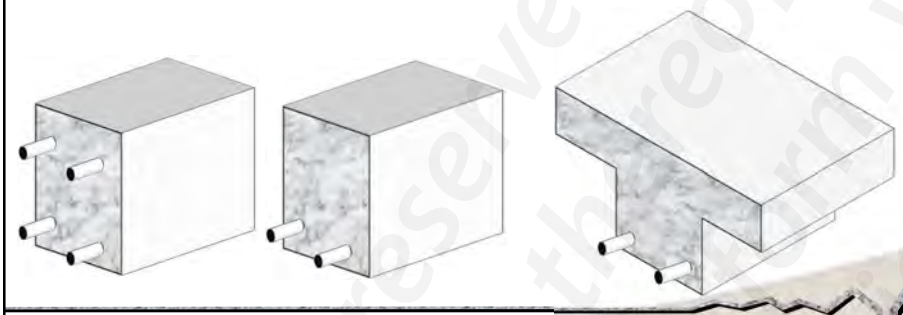
مقاطع بتنی متداول برای خمش

۱- مقطع مستطیلی شکل:

در دو حالت با و بدون آرماتور فشاری مورد استفاده قرار می‌گیرد.

۲- مقاطع T یا L شکل:

در دو حالت با و بدون آرماتور فشاری مورد استفاده قرار می‌گیرد.



صفحه 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

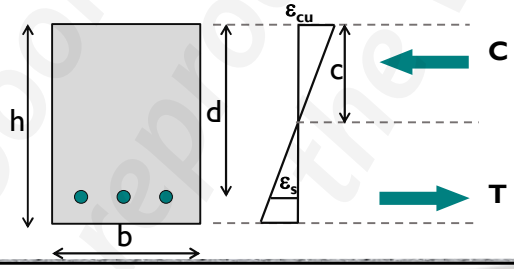
فرضیات طراحی اعضا برای خمش:

۱- با فرض پیوستگی بین میلگرد و بتن فرض می‌شود، کرنش در بتن و فولاد در یک تراز از تیر با هم برابر است.

۲- فرض می‌شود، تغییرات کرنش در سطح مقطع عضو بصورت خطی است.

۳- ضریب ارتجاعی فولاد برای تمام رده های آن برابر 2×10^5 MPa فرض می‌شود.

۴- بعد از خمش سطح مقطع صفحه باقی بماند و در آن اعوجاجی ایجاد نمی‌شود.



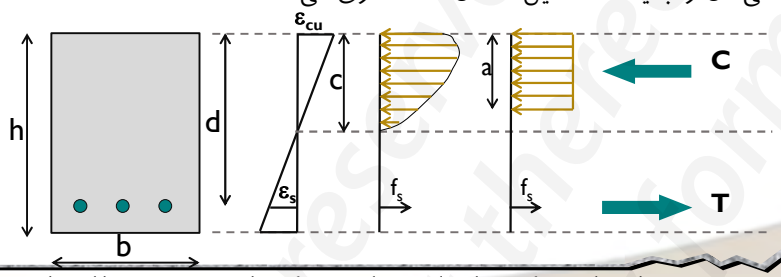
صفحه ۲۱۴ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

۵- از مقاومت کششی بتن صرف نظر میشود، زیرا مقاومت کششی آن حدود ۱۰٪ مقاومت فشاری است و در اثر کشش بتن دچار ترک شده و مقطع ترک خورده بی اثر است.

۶- در حالت ارتجاعی کل مقطع و در حالت غیرارتجاعی (تنش های بالا) برای رفتار بتن و فولاد ساده سازی صورت می‌گیرد.

۷- کرنش دورترین تار فشاری بتن برابر **0.003** در نظر گرفته می‌شود.

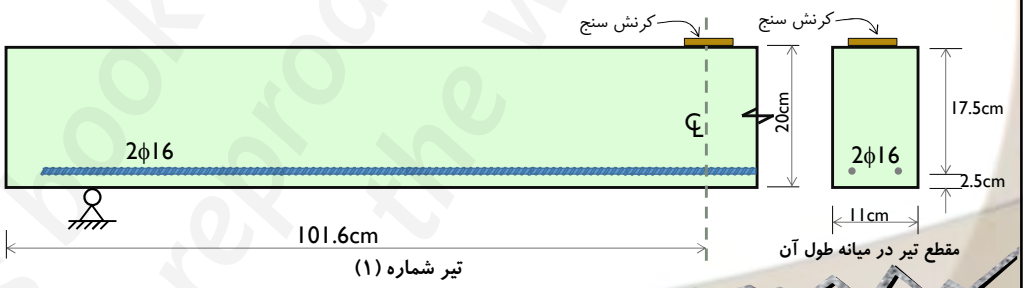
۸- برای طرح مقاومتی، شکل توزیع تنش را میتوان بصورت سهمی یا مستطیلی در نظر گرفت. در آیین نامه‌های طراحی آن را با یک مستطیل معادل، ساده‌سازی می‌کنند.



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

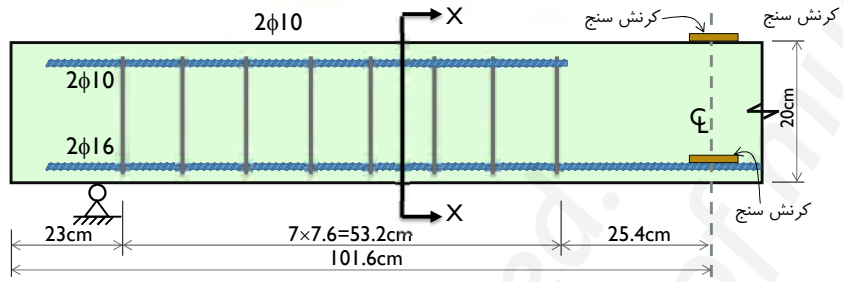
رفتار یک تیر بتنی با تکیه گاه‌های دو سر ساده از بارگذاری تا شکست

بتن در برابر کشش ضعیف است. بنابراین در وجه‌ی که تحت کشش قرار گرفته ترک‌هایی در آن رخ می‌دهد. وقتی تنش در بتن به مدول گیسختگی برسد، ترک در بتن ایجاد شده و آرماتورهای آن ناحیه وارد عمل می‌شوند. برای بیان این موضوع، دو تیر مطابق زیر مورد آزمایش قرار گرفته است. تیر شماره ۱ دارای خاموت نیست ولی تیر شماره ۲ دارای خاموت است. هر دو تیر نسبت خط میانه تیر دارای تقارن هستند.

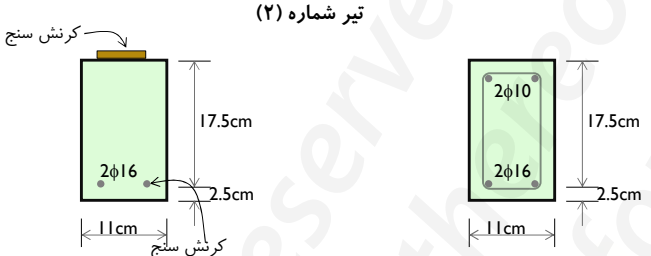


 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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



تیر شماره (۲)

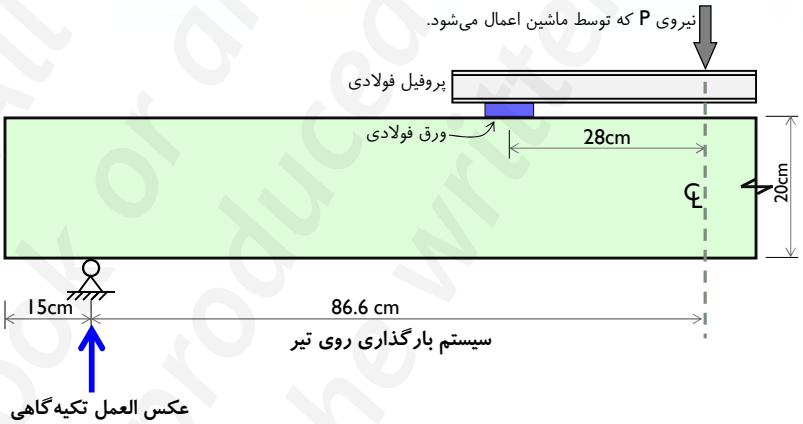


مقطع تیر در میانه طول آن

مقطع X-X

صفحه ۲۱۷ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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



سیستم بارگذاری روی تیر

عکس العمل تکیه‌گاهی

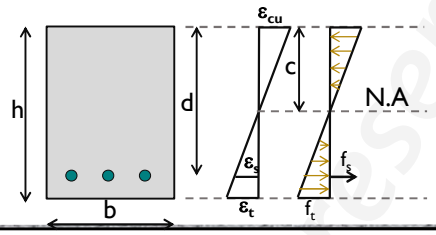
صفحه ۲۱۸ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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

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

گام ۱) در حالتی که باری اعمال نشده، تیرها وزن خود و سیستم بارگذاری را تحمل می‌کنند. هر دو تیر در این گام مشابه هم هستند. کل مقطع در تحمل لنگر و برش مشارکت می‌کند و در وسط دهانه بیشترین لنگر وجود داشته و در دورترین تار کششی بتن که هنوز به مدول گسیختگی خود نرسیده، بیشترین تنش ایجاد می‌شود. در این گام هیچ ترکی دیده نمی‌شود و تنش فشاری در بالای تیر به حد تنش نهایی بتن نرسیده است.

گام ۲) در این گام مقدار بار P از صفر به مقدار P_1 رسیده و تنش در دورترین تار کششی بتن به مدول گسیختگی می‌رسد. در این گام نیز کل مقطع در برابر نیروهای اعمالی موثر است. مقدار تنش در فولاد برابر مقدار تنش در بتن ضریبدر نسبت مدولی n است. مقدار تنش فشاری در تارهای بالایی کمتر از بتن نهایی بتن است. در این گام رفتار تیر ارتجاعی است.



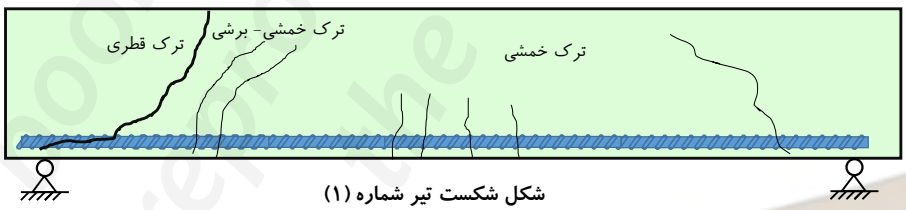
$$f_s = n\frac{M(d-c)}{I_{tr}} \qquad n = \frac{E_s}{E_c}$$

صفحه ۲۱۹ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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

گام ۳) وقتی بار از P_1 فراتر رود، تنش کششی در بتن زیادتر شده و از حد مدول گسیختگی (f_r) بیشتر می‌شود. با شروع ترک خوردگی، تار خنثی مقطع به سمت بالا حرکت کرده و آرماتورهای کششی شروع به کار می‌کنند و بتن ناحیه کششی از دور خارج می‌شود. به علت ترک خوردگی مقطع، ممان اینرسی تیر کاهش یافته و خیز تیر زیاد می‌شود. ترک خوردگی در میانه تیر رخ می‌دهد.

گام ۴) در تیر شماره (۱) وقتی بار به 42.75 kN رسید، تنش برشی در فاصله‌ای به میزان عمق تیر از بر تکیه‌گاه، افزایش یافته و ترک‌های مورب ۴۵ درجه ایجاد شد. عرض ترک برشی زیاد شده و در بار 61.2 kN مقطع دچار شکست شد. این در حالی است که در میانه تیر، آرماتورها به حد جاری شدن نرسیده‌اند.

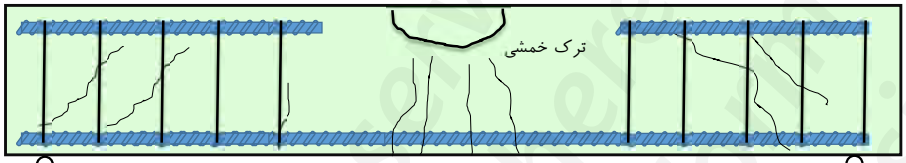


شکل شکست تیر شماره (۱)

صفحه ۲۲۰ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

در تیر شماره (۲) وقتی بار به **49.5 kN** رسید، ترک قطری به مانند تیر شماره (۱) ایجاد شد و سپس ترک‌های قطری دیگر نیز توسعه یافتند. در این حالت خاموت تیر به کار افتاده و مانع توسعه این ترک‌ها شد. به سبب حصور خاموت‌ها، در این گام تیر (۲) دچار خرابی نشد.

گام ۵) وقتی بار به مقدار نهایی **72.9 kN** رسید، آرماتورهای پایین تیر به سبب کم بودن آنها، شروع به جاری شدن نموده و کرنشی برابر با ۱۲ برابر کرنش حد تسلیم (بدون افزایش بار) در آنها ایجاد شد. در این حالت عرض ترک زیاد شده و به تبع آن، خیز تیر نیز افزایش یافت. با افزایش کرنش در میلگردهای پایین، مصالح آن به سخت شوندگی کرنشی رسیده و باعث افزایش نیرو در بتن می‌شوند. در نهایت با رسیدن بتن به مقاومت نهایی، شکست در تیر رخ می‌دهد.



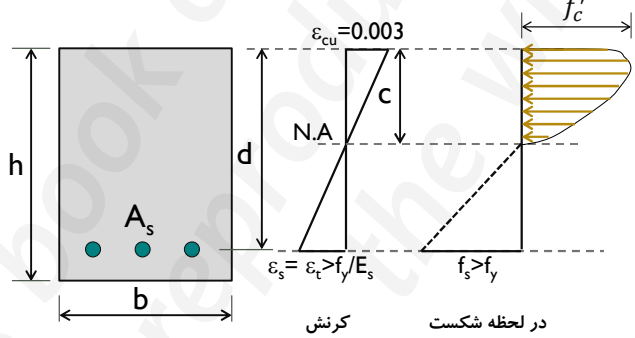
شکل شکست تیر شماره (۲)

صفحه ۲۲۱ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

انواع شکست ناشی از خمش و حدود کرنش

شکست خمشی: نوع شکست به درصد آرماتور بکار رفته در آن بستگی دارد.

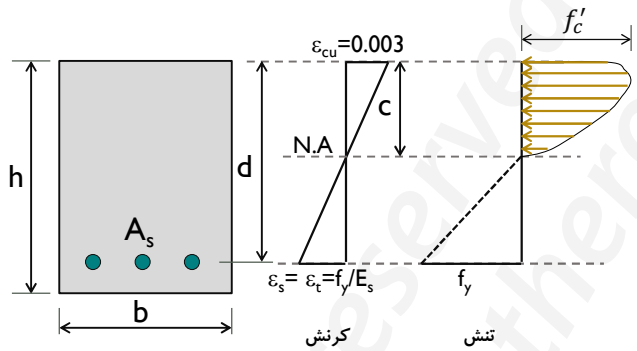
۱) آرماتورها ممکن است قبل از آنکه بتن به مقاومت نهایی خود رسیده باشد، تسلیم شوند. به این مقطع، مقطع کشش-کنترل (Tension-controlled) گویند. این مقطع از نظر آیین‌نامه مطلوب است زیرا ایجاد ترک‌ها در ناحیه کششی و گسترش آنها باعث ایجاد یک هشدار قبل از شکست می‌شود.



صفحه ۲۲۲ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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

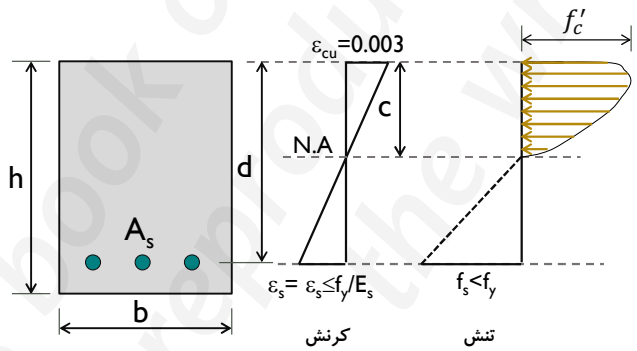
۲) آرماتورها ممکن است در لحظه‌ای که بتن به مقاومت نهایی خود رسیده باشد، تسلیم شوند. به این مقطع، مقطع متوازن (Balanced) گویند.



 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) بتن ممکن است قبل از جاری شدن فولاد دچار شکست شود. این مورد عمدتاً به سبب درصد بالای فولاد در مقطع ایجاد می‌شود. در این حالت کرنش بتن به حداکثر مقدار خود یعنی 0.003 می‌رسد ولی تنش در فولاد از تنش تسلیم کمتر است. به این مقطع، مقطع فشار-کنترل (Compression-controlled) گفته می‌شود.



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

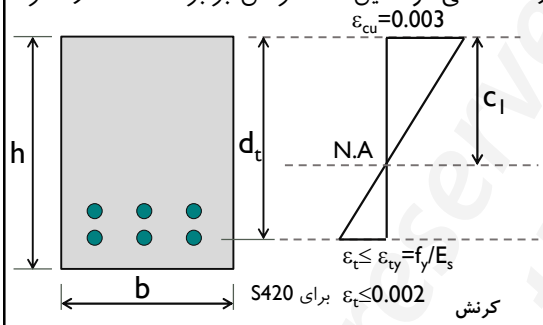
All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

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

حدود کرنش برای مقطع کشش-کنترل

ضوابط طراحی آرماتور برای اعضای بتنی براساس مفهوم مقطع کشش یا فشار کنترل است. بطور کلی چهار حالت زیر ممکن است برای مقطع ایجاد شود:

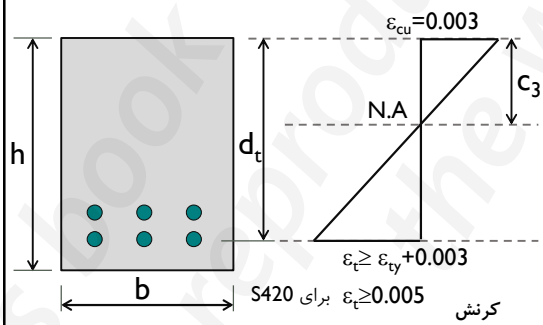
۱) مقطع فشار کنترل (Compression-controlled sections): همزمان با لحظه گسیختگی مقطع و وقتی که $\varepsilon_{cu}=0.003$ شود، کرنش خالص کششی (NTS) در دورترین فولاد کششی مقطع، ε_t کمتر یا مساوی با ε_{ty} باشد. برای آرماتور S420، اجازه داده می‌شود، این حد کرنش برابر 0.002 در نظر گرفته شود.



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

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

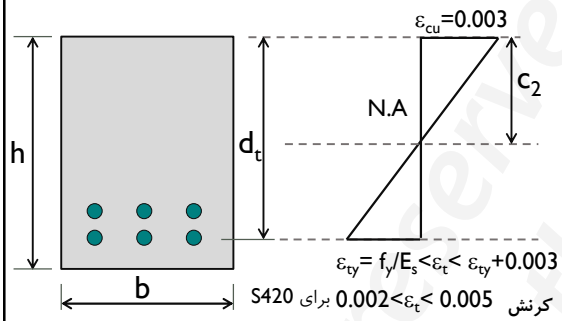
۲) مقطع کشش کنترل (Tension-controlled sections): همزمان با لحظه گسیختگی مقطع و وقتی که $\varepsilon_{cu}=0.003$ شود، کرنش خالص کششی (NTS) در دورترین فولاد کششی مقطع، ε_t بیشتر یا مساوی با $\varepsilon_{ty}+0.003$ باشد. برای آرماتور S420، اجازه داده می‌شود، این حد کرنش برابر 0.002 در نظر گرفته شود.



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

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

۳) مقطع در ناحیه انتقالی(Transition region): همزمان با لحظه گسیختگی مقطع و وقتی که ε_{cu}=0.003 شود، کرنش خالص کششی (NTS) در دورترین فولاد کششی مقطع، ε_t بین حد کرنش فشار کنترل،ε_{ty} و حد کرنش کشش کنترل، ε_{ty}+0.003 باشد. برای آرماتور S420، اجازه داده می‌شود، این حد کرنش برابر 0.002 در نظر گرفته شود.

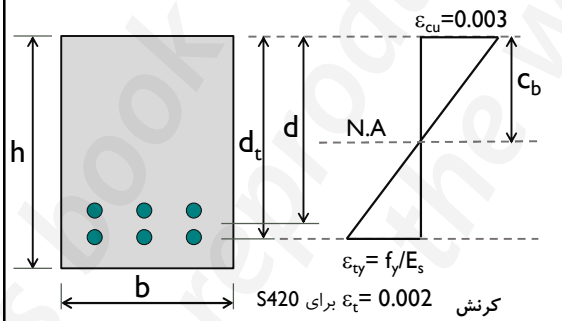


 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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

۴) مقطع بالانس (Balanced strain sections): همزمان با لحظه گسیختگی مقطع و وقتی که ε_{cu}=0.003 شود، کرنش خالص کششی (NTS) در دورترین فولاد کششی مقطع، ε_t بین حد کرنش تسلیم مقطع $\varepsilon_{ty}=f_y/E_s$ رسیده باشد.

توجه: در این اشکال، d_t فاصله دورترین تار فشاری بتن تا دورترین میگرد کششی است در حالی که عمق موثر d فاصله دورترین تار فشاری بتن تا مرکز سطح آرماتورهای کششی است.



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

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

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

چهار حالت قبل بصورت خلاصه در جدول زیر آورده شده است:

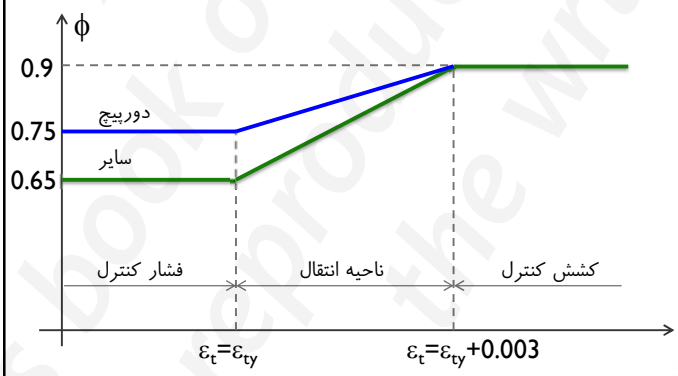
شرایط مقطع	کرنش بتن	کرنش فولاد	برای میلگرد S420
فشار کنترل	0.003	$\varepsilon_t \le \varepsilon_{ty}=f_y/E_s$	$\varepsilon_t \le 0.002$
کشش کنترل	0.003	$\varepsilon_t \ge \varepsilon_{ty}+0.003$	$\varepsilon_t \ge 0.005$
ناحیه انتقالی	0.003	$\varepsilon_{ty}=f_y/E_s<\varepsilon_t<\varepsilon_{ty}+0.003$	$0.002<\varepsilon_t<0.005$
شرایط بالانس	0.003	$\varepsilon_{ty}=f_y/E_s$	$\varepsilon_t=0.002$

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

برای مقاطعی که در ناحیه انتقالی قرار دارند، مقدار ضریب کاهش مقاومت با درون یابی خطی بین **0.65** تا **0.9** در نظر گرفته می‌شود.

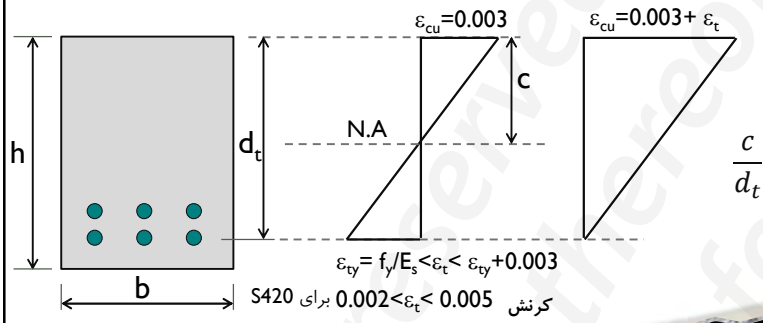
$$\phi = \begin{cases} 0.75 + (\varepsilon_t - \varepsilon_{ty})50 & \text{(for spiral members)} \\ 0.65 + (\varepsilon_t - \varepsilon_{ty})\left(\frac{250}{3}\right) & \text{(for other members)} \end{cases}$$



صفحه ۲۳۰ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

مقدار ϕ در ناحیه انتقالی را می‌توان بر حسب (c/d_t) نیز نوشت:

$$\phi = \begin{cases} 0.75 + 0.15\left(\dfrac{1}{c/d_t} - \dfrac{\varepsilon_{ty} + 0.003}{0.003}\right) & \text{(for spiral members)} \\ 0.65 + 0.25\left(\dfrac{1}{c/d_t} - \dfrac{\varepsilon_{ty} + 0.003}{0.003}\right) & \text{(for other members)} \end{cases}$$



$$\frac{c}{d_t} = \frac{0.003}{0.003 + \varepsilon_t}$$

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

اصطلاحات مربوط به روش‌های تحلیل و طراحی

بطور کلی دو روش برای ارزیابی مقاطع بتنی وجود دارد:

۱- روش تحلیل مقطع (Analysis of a section) در آن میلگردهای مقطع مشخص بوده و بایستی ظرفیت مقطع تعیین شود.

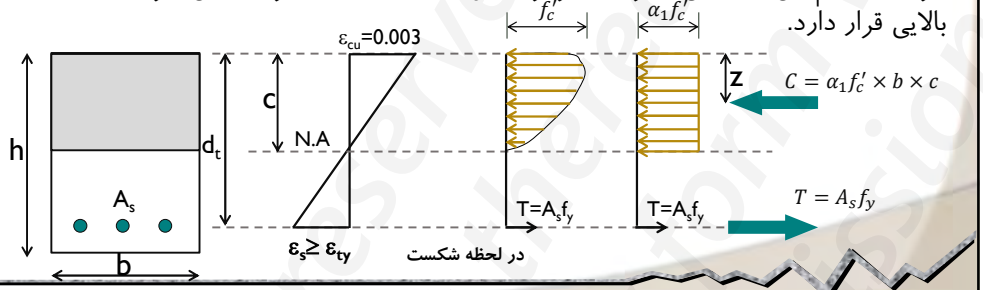
۲- روش طراحی مقطع (Design of a section) که در نیروهای خارجی مشخص بوده و باید میلگردهای مقطع طراحی شوند.

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

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

توزیع تنش فشاری معادل

توزیع تنش فشاری بر روی بتن در لحظه گسیختگی را میتوان به صورت مستطیلی، ذوزنقه یا سهمی در نظر گرفت. برآیند نیروهای فشاری C در ناحیه فشاری مقطع و برآیند نیروهای کششی T در ناحیه کششی مقطع رخ می‌دهند. مقدار نیروی C تنها در زمانی قابل محاسبه است که حجم تنش فشاری ایجاد شده، مشخص باشد. بنابراین با دانستن محل اعمال نیروی فشاری C و T می‌توان لنگر خمشی ایجاد شده در مقطع را با استفاده از این زوج نیرو، تعیین کرد. توزیع فشار در ناحیه فشاری بصورت غیر یکنواخت است. میتوان آن را با یک مستطیل یکنواخت به ابعاد b و c معادل کرد که حجم این مستطیل یکنواخت برابر $C = \alpha_1 f_c' bc$ است. برآیند این نیرو به فاصله z از تار بالایی قرار دارد.



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

در صورتی که $z=\alpha_2 c$ در نظر گرفته شود، مقدار حاصل دو ضریب α_2 و α_2 براساس آزمایشات انجام شده بصورت زیر پیشنهاد شده است:

مقدار α_1=0.72 برای بتن با $f_c' \leq 27.6\ MPa$ و برای مقادیر بیشتر، به ازای هر ۷ مگاپاسکال، به صورت خطی 0.04 از آن کاسته شود.

مقدار α_2=0.425 برای بتن با $f_c' \leq 27.6\ MPa$ و برای مقادیر بیشتر، به ازای هر ۷ مگاپاسکال، به صورت خطی 0.025 از آن کاسته شود.

کاهش مقادیر α_1 و α_2 برای بتن با مقاومت بالا نشانگر آن است که شکل‌پذیری در بتن با مقاومت بالا، کمتر از بتن با مقاومت پایین‌تر است.

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

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

برای راحتی در محاسبات، ACI318-19 و مبحث نهم ۹۹، توزیع تنش در بتن بصورت یک مستطیل معادل، در ناحیه فشاری معادل 0.85fc′ در ارتفاعی به میزان a از دورترین تار فشاری در نظر گرفته می‌شود.

22.2.2.4.1 Concrete stress of 0.85fc′ 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.

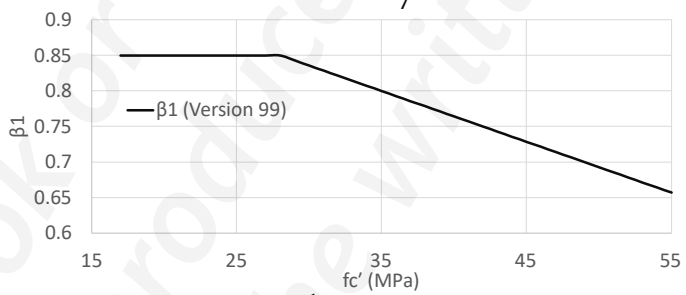
صفحه ۲۳۵ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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

ارتفاع این بلوک فشاری تنش مستطیلی برابر $a=\beta_1 c$ است. که مقادیر β_1 به صورت زیر است:

$$17 \le f'_c \le 28\ MPa \quad \rightarrow \quad \beta_1 = 0.85$$

$$f'_c \ge 28\ MPa \quad \rightarrow \beta_1 = 0.85 - \frac{0.05(f'_c - 28)}{7} \ge 0.65$$

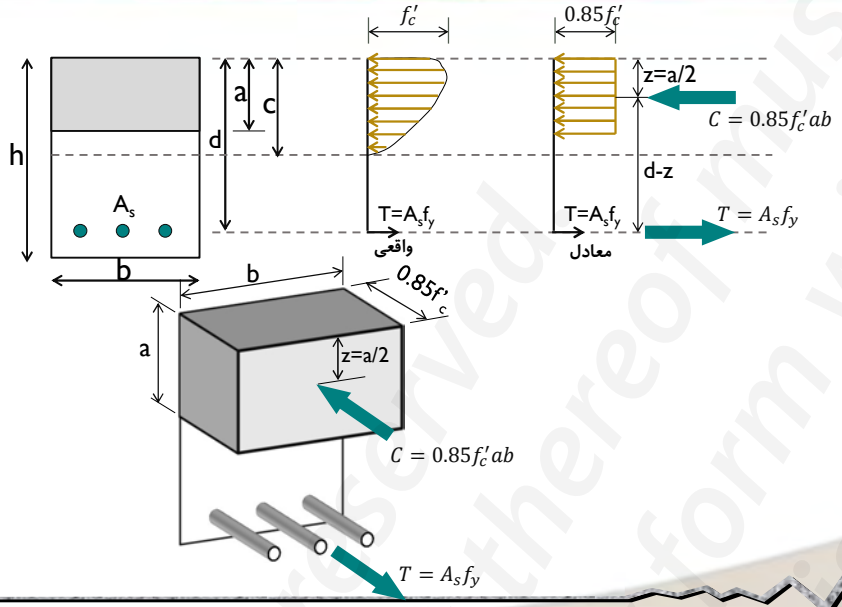


طبق ضوابط مبحث نهم، بتن با مقاومت بیش از ۵۵ مگاپاسکال استفاده شود، تنش فشاری بتن را میتوان برابر $\alpha_0 f'_c$ و با توزیع مشابه بند قبلی در نظر گرفت، در این حالت:

$$\alpha_0 = 0.85 - \frac{0.022}{7}(f'_c - 28) \ge 0.7$$

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



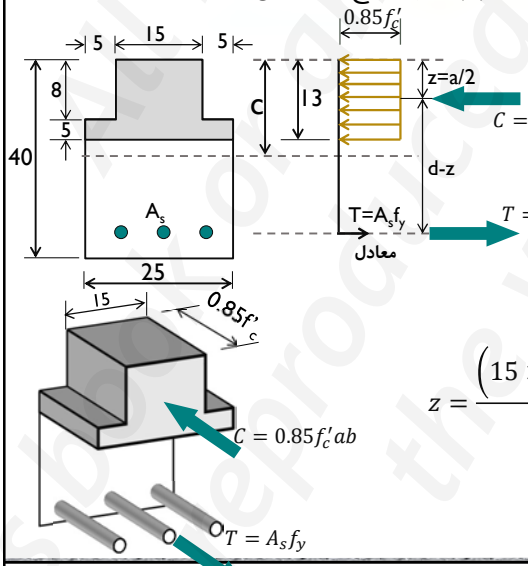
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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

این مورد برای همه مقاطع قابل اعمال است و لزوماً مربوط به مقطع مستطیلی نیست.

به عنوان مثال، مقطع غیرمستطیلی زیر را در نظر بگیرید. برآیند نیروی فشاری در بخش بتن فشاری برابر است با:

$$C = 0.85f'_c(15 \times 8 + 5 \times 25)$$
$$= 208.25f'_c$$



با نوشتن معادله تعادل حول تار بالایی مقطع مقدار **z** بدست می‌آید:

$$z = \frac{\left(15 \times 8 \times \frac{3}{2}\right) + 25 \times 5 \times (2.5 + 8)}{15 \times 8 + 25 \times 5} = 6.1\ cm$$

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

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

مقطع مستطیلی تحت خمش با آرماتور در بخش کششی

در حالت بالانس، همزمان آرماتورهای کششی به حد تسلیم و بتن فشاری به حد گسیختگی میرسند. به عبارتی کرنش در فولاد برابر $\varepsilon_{ty}= f_y/E_s$ و کرنش در دورترین تار بتن برابر 0.003 است. مقدار درصد آرماتور مورد نیاز برای وقوع این شرایط، درصد آرماتور متوازن نامیده می‌شود:

$$\rho_b = \frac{A_s(\text{متوازن})}{bd}$$ balanced steel ratio

که در آن b عرض ناحیه فشاری بتن و d فاصله دورترین تار فشاری بتن تا مرکز سطح آرماتورهای کششی است.

برای حل مسائل به دو معادله کلی نیاز داریم:

۱- در مقطع تعادل بین نیروی کششی و فشاری باید وجود داشته باشد:

$$C = T$$

۲- در مقطع تعادل لنگر باید وجود داشته باشد:

$$M_n = C(d - z) = T(d - z)$$
$$M_u = \phi M_n$$

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

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

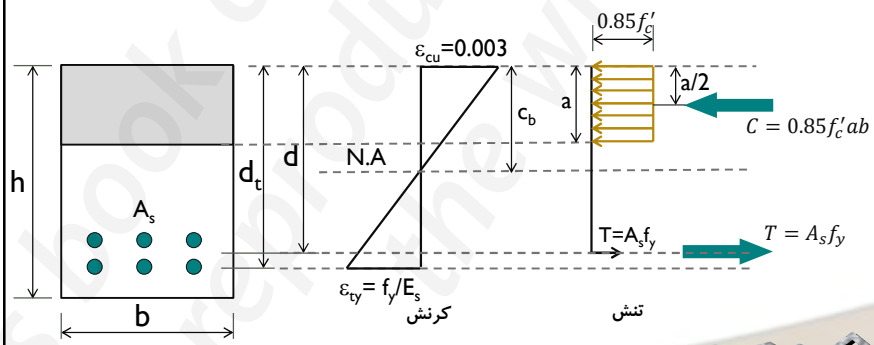
الف) حالت مقطع بالانس

گام۱) با توجه به نمودار کرنش داریم:

$$\frac{c_b}{d_t} = \frac{0.003}{0.003 + f_y/E_s}$$

با قرار دادن $E_s=2\times10^5$ MPa در رابطه فوق داریم:

$$c_b = \left(\frac{600}{600 + f_y}\right) d_t$$



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

گام۲) با نوشتن معادله تعادل داریم:

$$C = T \quad \rightarrow \quad 0.85 f_c' ab = A_s\, f_y \quad \rightarrow \quad a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c' b}$$

با قرار دادن نسبت میلگرد متوازن داریم:

$$\rho_b = \frac{A_s(\text{متوازن})}{bd} \quad \rightarrow \quad 0.85 f_c' ab = \rho_b bd f_y \quad \rightarrow \quad \rho_b = \frac{0.85 f_c'}{d f_y} a = \frac{0.85 f_c'}{d f_y}(\beta_1 c_b)$$

با جانشانی مقدار c_b بدست آمده، در رابطه اخیر داریم:

$$\rho_b = 0.85\beta_1 \frac{f_c'}{f_y}\left(\frac{600}{600 + f_y}\right)\frac{d_t}{d}$$

وقتی یک ردیف میلگرد داشته باشیم، $d=d_t$ است.

گام۳) لنگر اسمی داخلی M_n با ضرب C یا T در فاصله بین آنها، بدست می‌آید. برای مقطع مستطیلی شکل، $z=a/2$ خواهد بود.

$$M_n = C(d - z) = T(d - z)$$
$$M_u = \emptyset M_n$$

بنابراین:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c' b} \quad \rightarrow \quad M_n = C\left(d - \frac{a}{2}\right) = T\left(d - \frac{a}{2}\right)$$

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

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

برای مقطع تحت مسلح یا یک مقطع با فولاد متوازن داریم:

$$T = A_s f_y \quad \rightarrow \quad M_n = A_s f_y\left(d - \frac{a}{2}\right)$$
$$\rightarrow \emptyset M_n = \emptyset A_s f_y\left(d - \frac{a}{2}\right) = \emptyset A_s f_y\left(d - \frac{A_s f_y}{1.7 f_c' b}\right)$$

رابطه اخیر را می‌توان بر حسب درصد میلگرد نیز بازنویسی نمود:

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \quad \rightarrow A_s = \rho bd \quad \rightarrow \quad \emptyset M_n = \emptyset f_y \rho bd\left(d - \frac{\rho bd f_y}{1.7 f_c' b}\right) = \emptyset f_y \rho bd^2\left(1 - \frac{\rho f_y}{1.7 f_c'}\right)$$
$$\rightarrow \emptyset M_n = R_u bd^2 \quad \rightarrow \quad R_u = \emptyset f_y \rho\left(1 - \frac{\rho f_y}{1.7 f_c'}\right)$$

همچنین عمق بلوک فشاری تنش بصورت زیر تعیین می‌شود:

$$0.85 f_c' ab = \rho bd f_y \quad \rightarrow \quad \frac{a}{d} = \frac{\rho f_y}{0.85 f_c'}$$

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

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

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

ب) حالت مقطع پرفولاد

کران بالا یا حداکثر درصد فولاد، ρ_{max} براساس کرنش خالص کششی در فولاد تعیین می‌شود. اگر میلگرد کششی فقط در یک لایه موجود باشد، داریم:

$$\left.\begin{aligned} a &= \frac{0.003}{0.003+\varepsilon_t}\beta_1 d \\ a_b &= \frac{0.003}{0.003+\varepsilon_y}\beta_1 d \end{aligned}\right\} \Rightarrow \frac{\rho}{\rho_b} = \frac{a}{a_b} = \frac{\frac{0.003}{0.003+\varepsilon_t}\beta_1 d}{\frac{0.003}{0.003+\varepsilon_y}\beta_1 d} = \frac{0.003+\varepsilon_y}{0.003+\varepsilon_t}$$

بنابراین:

$$\varepsilon_t = \left(\frac{0.003+\varepsilon_y}{\frac{\rho}{\rho_b}}\right) - 0.003 = \left(\frac{0.003+f_y/E_s}{\frac{\rho}{\rho_b}}\right) - 0.003$$

برای میلگرد AIII با f_y=400 MPa و E_s=2×10^5 MPa داریم:

$$\varepsilon_t = \left(\frac{0.003+(\frac{400}{2\times 10^5})}{\frac{\rho}{\rho_b}}\right) - 0.003 = \left(\frac{0.005}{\frac{\rho}{\rho_b}}\right) - 0.003$$

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

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

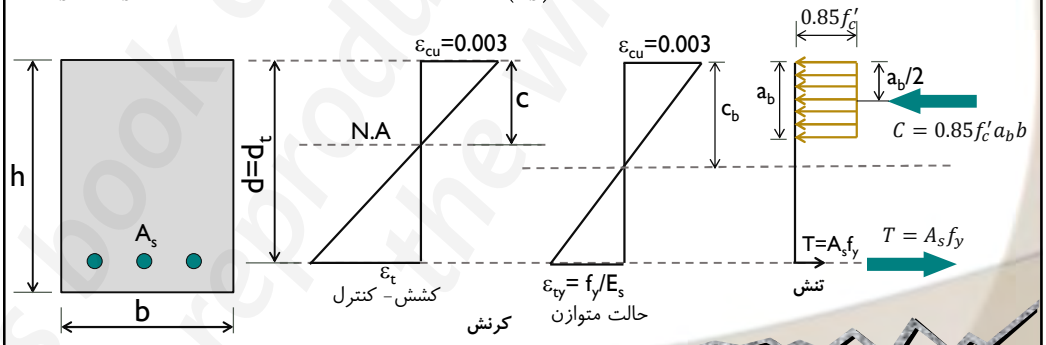
با توجه به شکل زیر، برای مقطع متوازن داریم:

$$c_b = \frac{a_b}{\beta_1} = \frac{A_{sb}f_y}{0.85f_c'b\beta_1} = \frac{\rho_b f_y d}{0.85f_c'\beta_1}$$

بطور مشابه برای هر مقطع دیگر نیز داریم:

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{A_s f_y}{0.85f_c'b\beta_1} = \frac{\rho f_y d}{0.85f_c'\beta_1}$$

$$\rightarrow \frac{c}{c_b} = \frac{\rho}{\rho_b} \quad \xrightarrow{\text{با تقسیم دو طرف رابطه بر d}} \quad \frac{c}{d} = \left(\frac{\rho}{\rho_b}\right)\left(\frac{c_b}{d}\right)$$



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

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

از تشابه مثلث داریم:

$$\frac{c}{d}=\frac{0.003}{0.003+\varepsilon_t} \quad \rightarrow \quad \varepsilon_t=\frac{0.003}{c/d}-0.003$$

بطور مشابه برای حالت متوازن نیز داریم:

$$\frac{c_b}{d}=\frac{0.003}{0.003+f_y/E_s}$$

با جایگذاری $\frac{c_b}{d}$ بدست آمده در فوق در رابطه $\frac{c}{d}$ اسلاید قبل، داریم:

$$\frac{c}{d}=\left(\frac{\rho}{\rho_b}\right)\left(\frac{c_b}{d}\right)=\left(\frac{\rho}{\rho_b}\right)\frac{0.003}{0.003+f_y/E_s}$$

با جایگذاری این دو رابطه در هم داریم:

$$\varepsilon_t=\frac{0.003}{c/d}-0.003=\left[\frac{0.003+\frac{f_y}{E_s}}{\frac{\rho}{\rho_b}}\right]-0.003$$

برای میلگرد AIII با f_y=400 MPa و E_s=2×10^5 MPa داریم:

$$\varepsilon_t=\left[\frac{0.005}{\frac{\rho}{\rho_b}}\right]-0.003$$

 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 یک عضو تحت خمش، رابطه بین درصد فولاد به صورت زیر قبلا بدست آمد:

$$0.003+\varepsilon_t=\frac{0.003+f_y/E_s}{\frac{\rho}{\rho_b}}=\frac{0.003+\varepsilon_{ty}}{0.003+\varepsilon_t} \quad \rightarrow \quad \frac{\rho}{\rho_b}=\frac{0.003+f_y/E_s}{0.003+\varepsilon_t}$$

برای میلگرد AIII با f_y=400 MPa و E_s=2×10^5 MPa داریم:

$$\frac{\rho}{\rho_b}=\frac{0.005}{0.003+\varepsilon_t}$$

از مباحث قبل، حد فولاد برای کنترل کشش برابر ε_{ty}+0.003 باشد. برای ε_t=0.005 داریم:

$$\frac{\rho}{\rho_b}=\frac{0.005}{0.008}=0.625$$

بنابراین برای ε_t=0.005 اگر $\rho \le 0.625\rho_b$ باشد، مقطع کشش کنترل است. رابطه بدست آمده را میتوان با قرار دادن حد ε_t=ε_{ty}+0.003 بصورت زیر بازنویسی کرد.

$$\frac{\rho}{\rho_b}=\frac{0.003+f_y/E_s}{0.006+\varepsilon_{ty}}$$

بنابراین حداکثر درصد میلگرد برای مقطع کشش کنترل برابر است با:

$$\rho=\rho_{max}=\left(\frac{0.003+f_y/E_s}{0.006+f_y/E_s}\right)\rho_b$$

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

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

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

بنابراین اگر درصد میلگرد استفاده شده از حداکثر مقدار کمتر باشد، مقطع کشش کنترل بوده و ضریب کاهش مقاومت برابر 0.9 است. وقتی درصد میلگر از حداکثر مقدار بیشتر باشد، مقطع در ناحیه انتقالی است.

جدول زیر مقادیر درصد آرماتور متوازن، درصد آرماتور حداکثر و R_u برای مقادیر مختلف تنش تسلیم و مقاومت بتن را نشان می‌دهد.

f'_c	f_y	ρ_b	$\rho_{max} = 0.625\rho_b$	R_u
25	400	0.0271	0.017	5.12
30	400	0.0320	0.020	6.07
35	400	0.0357	0.022	6.83
40	400	0.0390	0.024	7.51

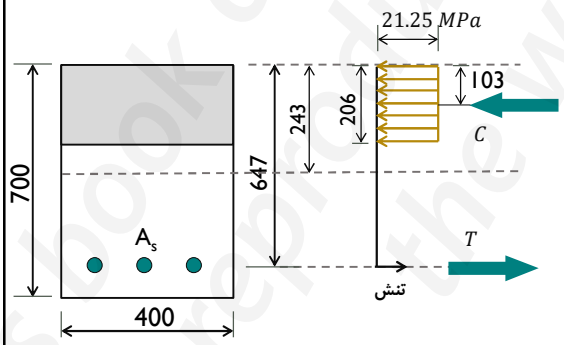
بنابراین برای رده های مختلف فولاد میتوان حداکثر درصد میلگرد را بصورت زیر تعیین نمود:

$$\rho_{max} = \begin{cases} 0.610 \ for \ AII \\ 0.625 \ for \ AIII \\ 0.647 \ for \ AIV \end{cases}$$

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

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

مثال) برای مقطع نشان داده شده در شکل زیر، مطلوبست: الف) محاسبه درصد آرماتور متوازن ب) حداکثر درصد آرماتور که مبحث نهم اجازه استفاده را میدهد، به شرطی که مقطع کشش کنترل باشد پ) محاسبه موقعیت تار خنثی و عمق بلوک فشاری تنش در حالت قبل. مقدار مقاومت مشخصه بتن برابر ۲۵ مگاپاسکال و نوع میلگردها AIII در نظر گرفته شود.



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

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

الف)

$$\rho_b = 0.85\beta_1 \frac{f'_c}{f_y}\left(\frac{600}{600+f_y}\right) = 0.85 \times 0.85 \times \frac{25}{400}\left(\frac{600}{600+400}\right) = 0.027$$

$$\Rightarrow\ A_{sb} = \rho_b bd = 0.027 \times 400 \times 647 = 6987.6\ mm^2$$

ب) برای یک مقطع کنترل کشش داریم:

$$\rho_{max} = 0.625\rho_b = 0.625 \times 0.027 = 0.0168$$

$$\Rightarrow\ A_{s\,max} = \rho_{max} bd = 0.0168 \times 400 \times 647 = 4367.25\ mm^2$$

پ) برای تعیین عمق بلوک فشاری تنش داریم:

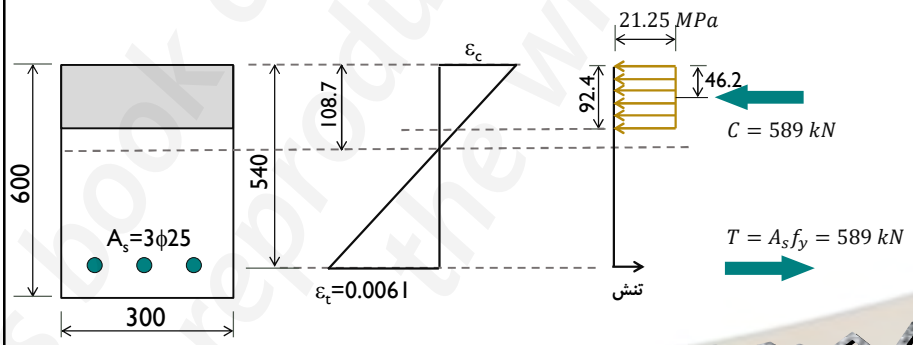
$$a_{max} = \frac{A_{s\,max} f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{4367.25 \times 400}{0.85 \times 25 \times 400} = 205.5\ mm$$

$$c_{max} = \frac{a_{max}}{\beta_1} = \frac{205.5}{0.85} = 241.7\ mm$$

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

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

مثال) برای مقطع نشان داده شده در شکل زیر، لنگر مقاوم طراحی و موقعیت تار خنثی را تعیین نمایید. مقدار مقاومت مشخصه بتن برابر ۲۵ مگاپاسکال و نوع میلگردها AIII در نظر گرفته شود.



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

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

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

درصد میلگرد پایین مقطع:

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{3 \times \pi \times 25^2 \times 0.25}{300 \times 540} = 0.0091$$

$$\rho_b = 0.85\beta_1 \frac{f'_c}{f_y}\left(\frac{600}{600 + f_y}\right) = 0.85 \times 0.85 \times \frac{25}{400}\left(\frac{600}{600 + 400}\right) = 0.027$$

$$\Rightarrow \rho_{max} = 0.625\rho_b = 0.625 \times 0.027 = 0.0168 > \rho = 0.0091$$

چون درصد میلگرد موجود کمتر از حداکثر درصد میلگرد است، بنابراین مقطع کشش کنترل است.

پس در نتیجه ϕ=0.9 خواهد بود.

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{(3 \times \pi \times 25^2 \times 0.25) \times 400}{0.85 \times 25 \times 300} = 92.4\ mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{92.4}{0.85} = 108.7\ mm$$

$$d = d_t = 540$$

$$\varepsilon_t = \left(\frac{d - c}{c}\right)0.003 = \left(\frac{540 - 108.7}{108.7}\right)0.003 = 0.012 > \varepsilon_{ty} + 0.003 = \frac{400}{2 \times 10^5} + 0.003$$

$$= 0.005 \quad \Rightarrow \quad \emptyset = 0.9$$

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

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

و یا:

$$\frac{c}{d_t} = \frac{108.7}{540} = 0.2 < \frac{0.003}{0.006 + \varepsilon_{ty}} = \frac{0.003}{0.006 + 0.002} = 0.375$$

$$\rightarrow \emptyset M_n = \emptyset A_s f_y\left(d - \frac{a}{2}\right) = 0.9 \times (3 \times \pi \times 25^2 \times 0.25) \times 400\left(540 - \frac{92.4}{2}\right)$$

$$= 261.7 \times 10^6\ \ N.mm$$

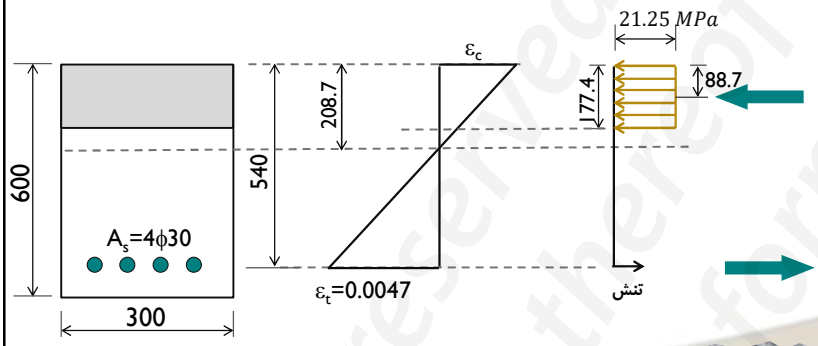
این مثال یک مقطع کشش کنترل را نشان داد که در آن آرماتورهای کششی، قبل از گسیختگی فشاری بتن، جاری شدند.

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

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

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

مثال) برای مقطع نشان داده شده در شکل زیر، لنگر مقاوم طراحی و موقعیت تار خنثی را تعیین نمایید. مقدار مقاومت مشخصه بتن برابر ۲۵ مگاپاسکال و نوع میلگردها AIII در نظر گرفته شود. این مثال دقیقا به مانند مثال قبل بوده ولیکن مقدار میلگرد آن به ۴ میلگرد ۳۲ تغییر یافته است.



صفحه 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

با کنترل کرنش فولاد در دورترین تار داریم:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{(4 \times \pi \times 30^2 \times 0.25) \times 400}{0.85 \times 25 \times 300} = 177.4\ mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{177.4}{0.85} = 208.7\ mm$$

$$d = d_t = 540$$

$$\frac{c}{d_t} = \frac{208.7}{540} = 0.386 > \frac{0.003}{0.006 + \varepsilon_{ty}} = \frac{0.003}{0.006 + 0.002} = 0.375$$

$$\varepsilon_t = \left(\frac{d_t - c}{c}\right) 0.003 = \left(\frac{540 - 208.7}{208.7}\right) 0.003 = 0.0047 < 0.005 \Rightarrow \emptyset < 0.9$$

$$\emptyset = 0.65 + (\varepsilon_t - \varepsilon_{ty})\left(\frac{250}{3}\right) = 0.65 + \left(0.0047 - \frac{400}{2 \times 10^5}\right)\left(\frac{250}{3}\right) = 0.875$$

$$\rightarrow \emptyset M_n = \emptyset A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) = 0.875 \times (4 \times \pi \times 30^2 \times 0.25) \times 400 \left(540 - \frac{177.4}{2}\right)$$

$$= 446.6\ kN.m$$

اگر همین مقطع را بصورت کششی کنترل در نظر بگیریم، حداکثر ظرفیت خمشی چقدر است؟

صفحه 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

کران پایین یا حداقل درصد آرماتور

گاهی اوقات، لنگر ضریبدار اعمال شده در یک مقطع از تیر خیلی کم است و یا مثلا به دلیل ملاحظات معماری، ابعاد تیر بیشتر از مقدار مورد نیاز در نظر گرفته میشود. در این مواقع درصد آرماتور بدست آمده برای تیر بسیار کم شده و حتی ممکنه لنگر مقاوم مقطع از مدول گسیختگی بتن نیز کمتر شود. در این موارد اگر میلگردی در تیر پیش بینی نشود، ممکنه است شکست مقطع ترد و بدون هشدار باشد. مبحث نهم (بند ۹-۱۱-۵-۱-۲) و ACI318-19 (9.6.1) حداقل درصد آرماتور برای تیرها را بصورت زیر پیشنهاد می‌دهند:

$$A_{s,min} = (\frac{0.25\sqrt{f'_c}}{f_y})b_w d \geq (\frac{1.4}{f_y})b_w d$$

یا به عبارتی:

$$\rho_{min} = (\frac{0.25\sqrt{f'_c}}{f_y}) \geq (\frac{1.4}{f_y})$$

جمله اول وقتی حاکم می‌شود، که مقاومت مشخصه بتن بیش از ۳۵ مگاپاسکال باشد.

نکته: اگر سطح مقطع آرماتورهای طولی تأمین شده در وجه کششی، حداقل به اندازه‌ی یک سوم بیشتر از مقدار مورد نیاز بر اساس محاسبه باشد، نیازی به کنترل ضوابط فوق نیست.

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

بنابراین بصورت خلاصه می‌توان نوشت:

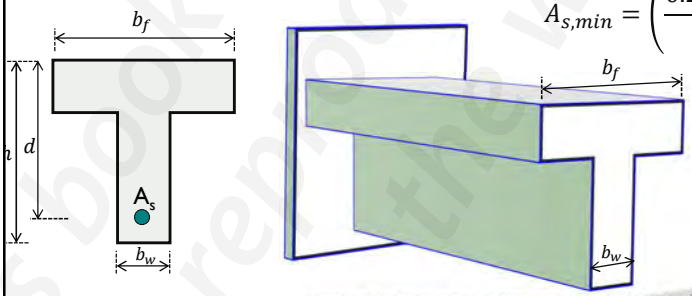
$$\rho_{min} = \begin{cases} \frac{1.4}{f_y} & \text{for } f'_c < 35\ MPa \\ \frac{0.25\sqrt{f'_c}}{f_y} & \text{for } f'_c \geq 35\ MPa \end{cases}$$

مقدار f_y باید به حداکثر ۵۵۰ مگاپاسکال محدود شود.

نکته: در اعضای معین استاتیکی با مقطع بالدار که بال مقطع در کشش قرار دارد، مقدار b_w براساس جایگزینی با کمترین مقدار b_f و $2b_w$ محاسبه می‌شود. بنابراین:

$$A_{s,min} = \left(\frac{0.25\sqrt{f'_c}}{f_y}\right) xd \geq \left(\frac{1.4}{f_y}\right) xd$$

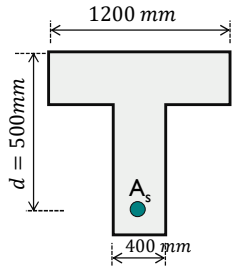
$$x = \min\begin{cases} 2b_w \\ b_f \end{cases}$$



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

مثال) برای تیر معین استاتیکی زیر که بصورت طره است، با در صورتی که مقاومت مشخصه بتن برابر ۳۰ مگاپاسکال و تنش تسلیم میلگرد برابر ۴۰۰ مگاپاسکال باشد، حداقل سطح مقطع میلگرد را تعیین نمایید:



$$A_{s,min} = \left(\frac{0.25\sqrt{f'_c}}{f_y}\right) xd \geq \left(\frac{1.4}{f_y}\right) xd$$

$$x = \min \begin{cases} 2b_w = 800 \\ b_f = 1200 \end{cases} \Rightarrow x = 800\ mm$$

$$A_{s,min} = \left(\frac{0.25\sqrt{f'_c}}{f_y}\right) xd = \left(\frac{0.25\sqrt{30}}{400}\right) 800 \times 500 = 1369\ mm^2$$

یا

$$A_{s,min} = \left(\frac{1.4}{f_y}\right) xd = \left(\frac{1.4}{400}\right) 800 \times 500 = 1400\ mm^2$$

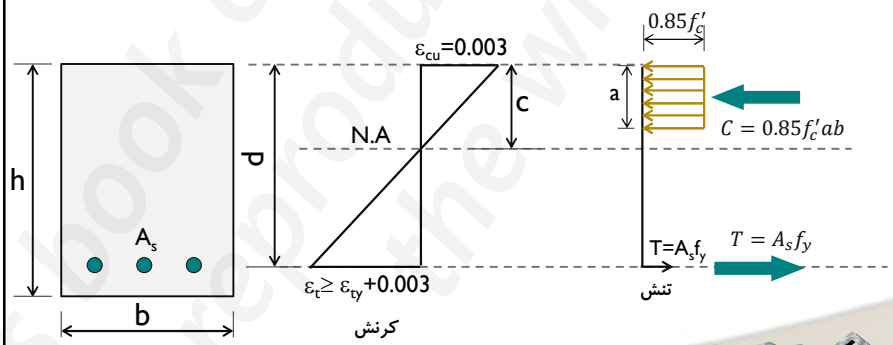
بنابراین حداقل درصد آرماتور در این تیر ۱۴۰۰ میلیمتر مربع است.

صفحه ۲۵۷ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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

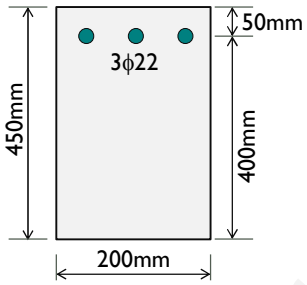
کفایت مقطع

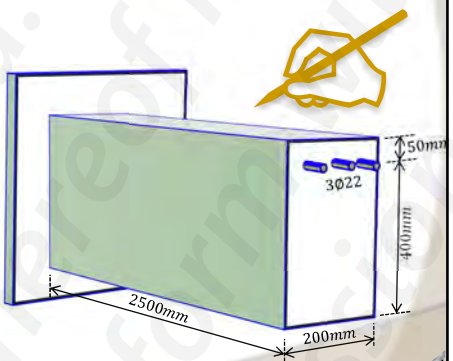
در حالتی که مقاومت خمشی یک مقطع تیر از لنگرهای ضریبدار خارجی بیشتر باش، گوییم مقطع دارای کفایت است. به عبارتی بایستی $\phi M_n \geq M_u$. شکل زیر یک مقطع کشش کنترل را نشان می‌دهد.



صفحه ۲۵۸ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

مثال) برای تیر نشان داده شده در شکل زیر که دارای طول ۲۵۰۰ میلیمتر است، کفایت مقطع را برای انتقال بارهای وارده را بررسی نمایید. مقدار مقاومت مشخصه بتن برابر ۲۵ مگاپاسکال، نوع میلگردها AIII در نظر گرفته شود. تیر تحت یک بار گسترده خطی ناشی از بارهای مرده (شامل وزن تیر) به شدت ۲۰ کیلونیوتن بر متر و یک بار گسترده خطی زنده به شدت ۱۲ کیلونیوتن بر متر است.





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

گام۱) محاسبه لنگر ضریبدار خارجی:

$$W_u = 1.2D + 1.6L = 1.2 \times 20 + 1.6 \times 12 = 43.2 \frac{kN}{m}$$

$$M_u = W_u \frac{L^2}{2} = 43.2 \frac{2.5^2}{2} = 135\ kN.m$$

گام۲) کنترل ε_t:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c' b} = \frac{(3 \times \pi \times 22^2 \times 0.25) \times 400}{0.85 \times 25 \times 200} = 107.3\ mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{107.3}{0.85} = 126.3\ mm$$

$$d = d_t = 400$$

$$\varepsilon_t = \left(\frac{d-c}{c}\right)0.003 = \left(\frac{400-126.3}{126.3}\right)0.003 = 0.0065 > \varepsilon_{ty} + 0.003 = \frac{400}{2 \times 10^5} + 0.003$$

$$= 0.005 \ \Rightarrow \ \emptyset = 0.9$$

و یا:

$$\frac{c}{d_t} = \frac{126.3}{400} = 0.315 < \frac{0.003}{0.006 + \varepsilon_{ty}} = \frac{0.003}{0.006 + 0.002} = 0.375$$

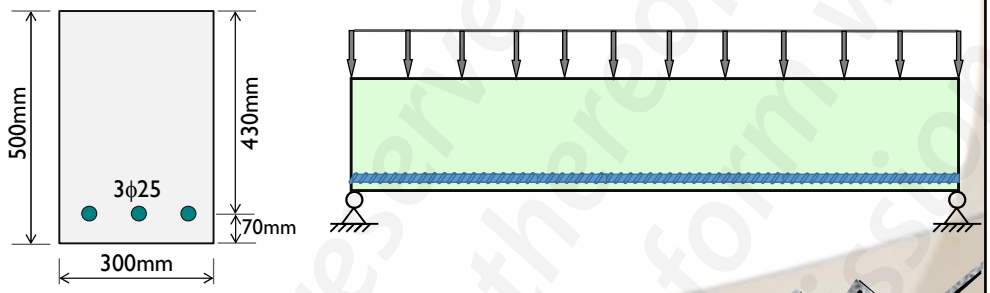
$$\rightarrow \emptyset M_n = \emptyset A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) = 0.9 \times (3 \times \pi \times 22^2 \times 0.25) \times 400 \left(400 - \frac{107.3}{2}\right)$$

$$= 142 \times 10^6\ N.mm > M_u = 135\ kN.m$$

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

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

مثال) برای تیر نشان داده شده در شکل زیر که دارای طول ۶۰۰۰ میلیمتر است، حداکثر شدت بار گسترده زنده سرویس روی تیر را تعیین نمایید. فرض کنید بار مرده روی تیر ناشی از وزن تیر است. مقدار مقاومت مشخصه بتن برابر ۲۵ مگاپاسکال، نوع میلگردها AIII در نظر گرفته شود. تیر تحت یک بار گسترده خطی ناشی از بارهای مرده (شامل وزن تیر) به شدت ۲۰ کیلونیوتن بر متر و یک بار گسترده خطی زنده به شدت ۱۲ کیلونیوتن بر متر است.



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

گام۱) تعیین مقاومت خمشی مقطع:

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{3 \times \pi \times 25^2 \times 0.25}{300 \times 430} = 0.0114$$

$$\rho_b = 0.85\beta_1 \frac{f'_c}{f_y}\left(\frac{600}{600+f_y}\right) = 0.85 \times 0.85 \times \frac{25}{400}\left(\frac{600}{600+400}\right) = 0.027$$

$$\Rightarrow \rho_{max} = 0.625\rho_b = 0.625 \times 0.027 = 0.0168 > \rho = 0.0114$$

چون درصد میلگرد موجود کمتر از حداکثر درصد میلگرد است، بنابراین مقطع کشش کنترل است.
پس در نتیجه ϕ=0.9 خواهد بود. همچنین

$$\rho = 0.0114 > \rho_{min} = \left(\frac{1.4}{f_y}\right) = 0.0035$$

گام۲)

$$\rightarrow \emptyset M_n = \emptyset A_s f_y \left(d - \frac{A_s f_y}{1.7 f'_c b}\right)$$

$$= 0.9 \times (3 \times \pi \times 25^2 \times 0.25) \times 400\left(430 - \frac{(3 \times \pi \times 25^2 \times 0.25) \times 400}{1.7 \times 25 \times 300}\right)$$

$$= 203 \times 10^6 \ N.mm$$

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

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

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

گام۳) شدت بار مرده (ناشی از وزن خود تیر) برابر است با:

$$W_D = (0.3 \times 0.5) \times 2500 \times 9.81 = 3678 \frac{N}{m}$$

گام۴) لنگر ضریبدار تحت بارهای اعمال شده:

$$M_u = 1.2M_D + 1.6M_L = 1.2 \times \frac{3678 \times 6^2}{8} + 1.6 \times \frac{W_L \times 6^2}{8} = 19861 + 7.2W_L$$

گام۵) لنگر مقاوم داخلی و خارجی برابر هم قرار داده شود:

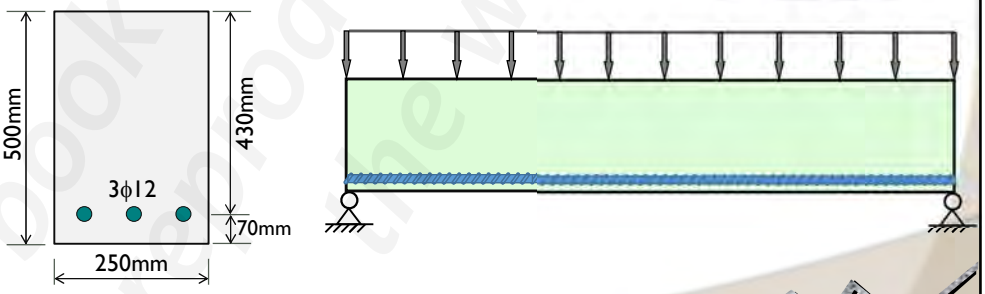
$$\emptyset M_n = 203 \times 10^3 \ N.m = 19861 + 7.2W_L$$

$$\Rightarrow W_L = 25436 \frac{N}{m}$$

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

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

مثال) کفایت خمشی مقطع تیر نشان داده شده در شکل زیر برای لنگرهای خمشی ضریبدار M_u=40000 N.m بررسی نمایید. مقدار مقاومت مشخصه بتن برابر ۲۵ مگاپاسکال، نوع میلگردها All در نظر گرفته شود.



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

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

گام۱) کنترل مقدار درصد آرماتور فراهم شده در مقطع:

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{3 \times \pi \times 12^2 \times 0.25}{250 \times 430} = 0.0031$$

گام۲) کنترل درصد میلگرد حداقل براساس مبحث نهم:

$$\rho_{min} = \left(\frac{1.4}{f_y}\right) = \left(\frac{1.4}{340}\right) = 0.0041 > 0.031$$

بنابراین باید از میلگرد حداقل استفاده شود:

$$A_{s,min} = \rho_{min} bd = 0.0041 \times 250 \times 430 = 442.6\, mm^2 \Rightarrow USE\ 3\emptyset 14 = 461.8\, mm^2$$

گام۳) کنترل مقاومت خمشی مقطع:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c' b} = \frac{(3 \times \pi \times 14^2 \times 0.25) \times 340}{0.85 \times 25 \times 250} = 30\ mm$$

$$\rightarrow \emptyset M_n = \emptyset A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) = 0.9 \times (3 \times \pi \times 14^2 \times 0.25) \times 340 \left(430 - \frac{30}{2}\right)$$

$$= 58 \times 10^6\ N.mm$$

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

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

گام۴) روش دیگر، برای ۳ میلگرد ۱۲ داریم:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c' b} = \frac{(3 \times \pi \times 12^2 \times 0.25) \times 340}{0.85 \times 25 \times 250} = 21.7\ mm$$

$$\rightarrow \emptyset M_n = \emptyset A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) = 0.9 \times (3 \times \pi \times 12^2 \times 0.25) \times 340 \left(430 - \frac{21.7}{2}\right)$$

$$= 43 \times 10^6\ N.mm$$

مقدار A_s مورد نیاز برای لنگر ضریبدار M_u=40000 N.m برابر است با:

$$A_s = \frac{40000}{43000}(3 \times \pi \times 12^2 \times 0.25) = 315.6\, mm^2$$

$$\text{Minimum } A_S \text{ required } = 1.33 \times 315.6 = 419\, mm^2 > (3 \times \pi \times 12^2 \times 0.25) = 339\, mm^2$$

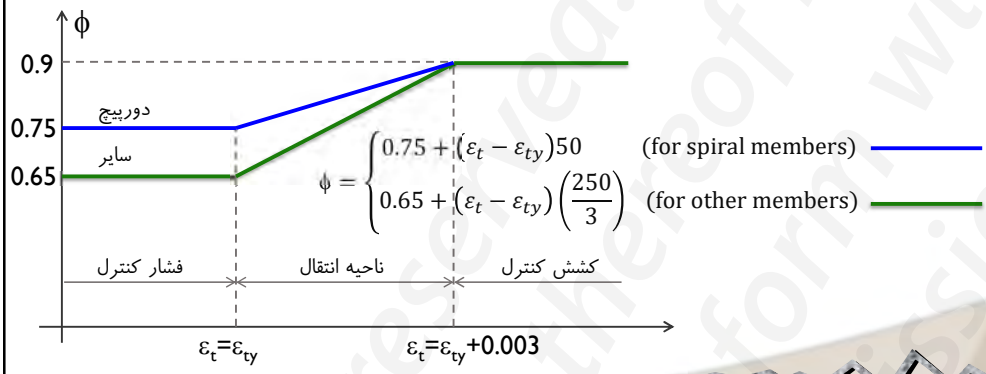
بنابراین از ۳ میلگرد ۱۴ استفاده میکنیم، زیرا مقدار مساحت تامین شده توسط ۳ میلگرد ۱۴ (A_s=461) بیشتر از ۳۳٪ افزایش داده شده مقدار مورد نیاز (419) شده است.

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

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

حالت مقطع در ناحیه انتقالی (ϕ<0.9)

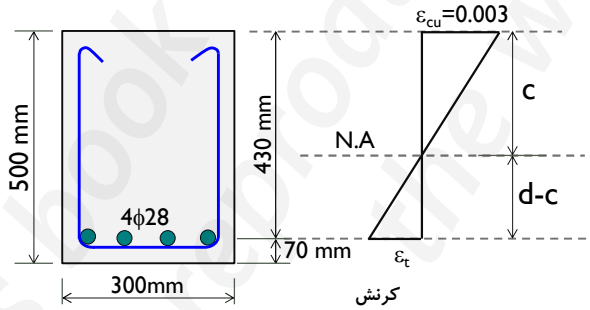
در حالتی که کرنش خالص کشش ε_t، در دورترین تار کششی فولاد بین حد مقطع فشار-کنترل (برابر با 0.002 برای فولاد با تنش تسلیم 420 MPa) و حد مقطع کشش-کنترل (برابر با 0.005 برای فولاد با تنش تسلیم 420 MPa) باشد، ضریب کاهش مقاومت ϕ کمتر از 0.9 خواهد شد.



 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) مقاومت خمشی مقطع نشان داده شده در شکل زیر را بدست آورید. مقدار مقاومت مشخصه بتن برابر ۲۵ مگاپاسکال، نوع میلگردها AIII در نظر گرفته شود.



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

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

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

گام۱) براساس مبحث نهم، داریم:

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{4 \times \pi \times 28^2 \times 0.25}{300 \times 430} = 0.0191$$

$$\rho_b = 0.85\beta_1 \frac{f_c'}{f_y}\left(\frac{600}{600 + f_y}\right) = 0.85 \times 0.85 \times \frac{25}{400}\left(\frac{600}{600 + 400}\right) = 0.027$$

$$\Rightarrow \rho_{max} = 0.625\rho_b = 0.625 \times 0.027 = 0.0168 < \rho = 0.0191$$

بنابراین در ناحیه انتقالی هستیم و مقدار ضریب کاهش مقاومت باید کمتر از **0.9** باشد.

گام۲) محاسبه کرنش خالص کششی:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c' b} = \frac{(4 \times \pi \times 28^2 \times 0.25) \times 400}{0.85 \times 25 \times 300} = 154\ mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{154}{0.85} = 182\ mm$$

$$d = d_t = 430$$

$$\varepsilon_t = \left(\frac{d_t - c}{c}\right)0.003 = \left(\frac{430 - 182}{182}\right)0.003 = 0.0041 < \varepsilon_{ty} + 0.003 = \frac{400}{2 \times 10^5} + 0.003 = 0.005$$

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

بنابراین

$$\phi = 0.65 + (\varepsilon_t - \varepsilon_{ty})\left(\frac{250}{3}\right) = 0.65 + (0.0041 - 0.002)\left(\frac{250}{3}\right) = 0.825$$

گام۳) محاسبه حداکثر مقاومت خمشی مقطع

$$\rightarrow \emptyset M_n = \emptyset A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) = 0.825 \times (4 \times \pi \times 28^2 \times 0.25) \times 400\left(430 - \frac{154}{2}\right)$$

$$= 287 \times 10^6\ N.mm$$

به جای این روند، میتوان از اضافه آرماتور موجود صرف نظر کرد و مقدار آرماتور حداکثر را ملاک قرار بدهیم و در نهایت مقدار ضریب کاهش مقاومت را همان **0.9** در نظر بگیریم. یعنی:

$$\rho = \rho_{max} = 0.0168 \ \Rightarrow \ \emptyset = 0.9$$

$$a = \frac{A_{s,max} f_y}{0.85 f_c' b} = \frac{(0.0168 \times 300 \times 430) \times 400}{0.85 \times 25 \times 300} = 136\ mm$$

$$\rightarrow \emptyset M_n = \emptyset A_{s,max} f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) = 0.9 \times (0.0168 \times 300 \times 430) \times 400\left(430 - \frac{136}{2}\right)$$

$$= 282 \times 10^6\ N.mm$$

که همانطور که دیده میشود، تقریباً همان نتیجه قبلی بدست آمد

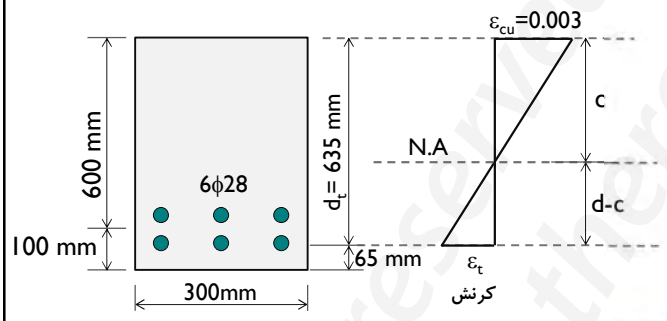
صفحه ۲۷۰ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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

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

مثال) مقاومت خمشی مقطع نشان داده شده در شکل زیر را بدست آورید. مقدار مقاومت مشخصه بتن برابر ۲۵ مگاپاسکال، نوع میلگردها AIII در نظر گرفته شود.

در این تیر از دو ردیف آرماتور استفاده شده است.



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

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

برای شرایط مقطع کشش-کنترل داریم:

$$\rho_b = 0.85\beta_1 \frac{f'_c}{f_y}\left(\frac{600}{600+f_y}\right) = 0.85 \times 0.85 \times \frac{25}{400}\left(\frac{600}{600+400}\right) = 0.027$$

$$\Rightarrow \rho_{max} = 0.625\rho_b = 0.625 \times 0.027 = 0.0168 < \rho = 0.0191$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{6 \times \pi \times 28^2 \times 0.25}{300 \times 600} = 0.0205 > \rho_{max} = 0.0168$$

بنابراین مقطع در ناحیه انتقالی است:

$$= a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{(6 \times \pi \times 28^2 \times 0.25) \times 400}{0.85 \times 25 \times 300} = 232\ mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{232}{0.85} = 272.7\ mm$$

$$d_t = 635$$

$$\varepsilon_t\left(\frac{d_t - c}{c}\right)0.003 = \left(\frac{635 - 272.7}{272.7}\right)0.003 = 0.0039 < \varepsilon_{ty} + 0.003 = \frac{400}{2 \times 10^5} + 0.003 = 0.005$$

$$0.002 < \varepsilon_t = 0.0039 < 0.005$$

بنابراین:

$$\phi = 0.65 + (\varepsilon_t - \varepsilon_{ty})\left(\frac{250}{3}\right) = 0.65 + (0.0039 - 0.002)\left(\frac{250}{3}\right) = 0.81$$

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

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

محاسبه حداکثر مقاومت خمشی مقطع

$$\rightarrow \emptyset M_n = \emptyset A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) = 0.81 \times (6 \times \pi \times 28^2 \times 0.25) \times 400 \left(600 - \frac{232}{2}\right)$$
$$= 579 \times 10^6 \ N.mm$$

به عنوان یک روش دیگر، میتوان از اضافه آرماتور موجود در مقطع صرف نظر نمود و مقدار حداکثر درصد آرماتور را ملاک قرار دهیم و مقطع را بصورت کشش-کنترل فرض نماییم.

$$\rho = \rho_{max} = 0.0168$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{(0.0168 \times 300 \times 600) \times 400}{0.85 \times 25 \times 300} = 189 \ mm$$

$$\rightarrow \emptyset M_n = \emptyset A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) = 0.9 \times (0.0168 \times 300 \times 600) \times 400 \left(600 - \frac{189}{2}\right)$$
$$= 550 \times 10^6 \ N.mm$$

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

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

تیر بتنی دارای آرماتورهای فشاری

استفاده از آرماتورهای فشاری، معمولاً در سازه‌های بتنی، زمانی که ابعاد مقاطع باید به مقادیر مشخصی محدود شود، نیاز می‌گردد. یکی از مزایای این حالت، کاهش خیز دراز مدت در این گونه تیرها است. همچنین از آرماتورهای فشاری برای نگهداری آرماتورهای عرضی تیر (برای مقابله با برش) نیز می‌توان استفاده نمود.

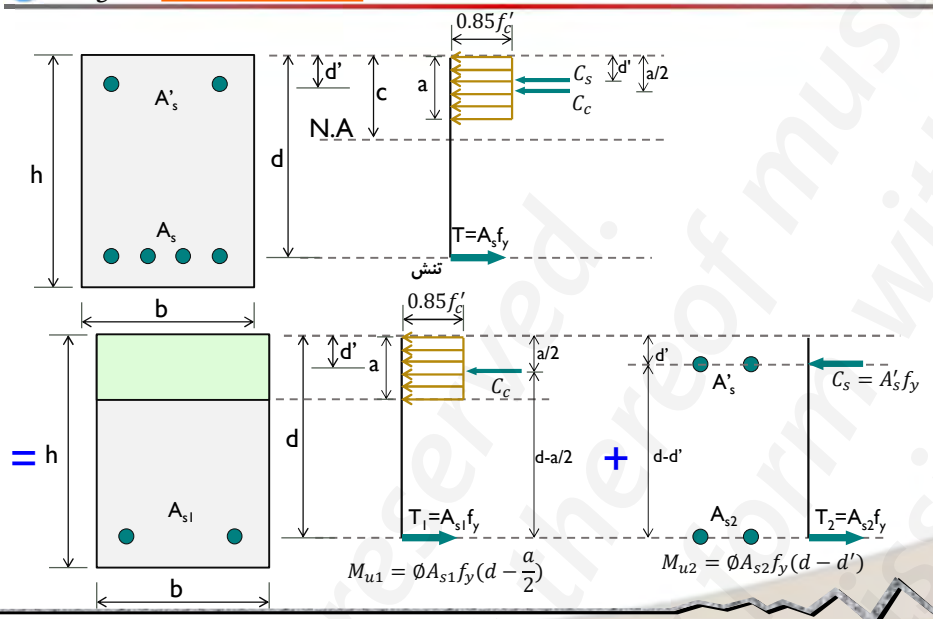
در تیر دارای آرماتور فشاری، دو حالت ممکن است رخ دهد: آرماتور فشاری جاری شود یا جاری نشود.

حالت اول) آرماتورهای فشاری جاری شوند:

مطابق شکل، لنگر داخلی را میتوان به دو بخش تقسیم نمود. مقدار M_{u1} بخشی از لنگر مقاوم مقطع که ناشی از کوپل ایجاد شده توسط بتن فشاری و بخشی از آرماتورهای کششی است. همچنین مقدار M_{u2} بخشی از لنگر مقاوم مقطع که ناشی از کوپل ایجاد شده توسط آرماتورهای فشاری و بخشی از آرماتورهای کششی مقطع است.

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

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



صفحه ۲۷۵ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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

مقدار M_{u1} برای حالتی که از یک ردیف آرماتور استفاده شده باشد برابر است با:

$$T_1 = C_c \quad \Rightarrow \quad A_{s1}f_y = C_c = 0.85f'_c ab$$

$$a = \frac{A_{s1}f_y}{0.85f'_c b} \quad \Rightarrow \quad M_{u1} = \emptyset A_{s1}f_y\left(d - \frac{a}{2}\right)$$

در صورتی که آرماتور فشاری با A'_s نمایش داده شود، برای مقدار M_{u2} داریم:

$$M_{u2} = \emptyset A_{s2}f_y(d - d') = \emptyset A'_s f_y(d - d')$$

در این حالت $A_{s2} = A'_s$ است که نیروهای ایجاد شده در آنها با هم برابر ولی مخالف جهت هم هستند. لنگر کل مقطع حاصل جمع دو مقدار M_{u1} و M_{u2} است.

$$\emptyset M_n = M_{u1} + M_{u2} = \emptyset\left[A_{s1}f_y\left(d - \frac{a}{2}\right) + A'_s f_y(d - d')\right]$$

مقدار کل سطح مقطع آرماتور کششی برابر است با:

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} = A_{s1} + A'_s \quad \Rightarrow \quad A_{s1} = A_s - A'_s$$

با جایگذاری $A_s - A'_s$ به A_{s1} در روابط فوق داریم:

$$a = \frac{(A_s - A'_s)f_y}{0.85f'_c b} \quad \Rightarrow \quad \emptyset M_n = \emptyset\left[(A_s - A'_s)f_y\left(d - \frac{a}{2}\right) + A'_s f_y(d - d')\right]$$

صفحه ۲۷۶ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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

و همچنین:

$$\rho - \rho' \le \rho_{max} = \left(\frac{0.003 + f_y/E_s}{0.006 + f_y/E_s}\right)\rho_b$$

برای میلگرد AIII با f_y=400 Mpa داریم:

$$\rho - \rho' \le \rho_{max} = \left(\frac{0.003 + \frac{400}{200000}}{0.006 + \frac{400}{200000}}\right)\rho_b = 625\rho_b$$

و ϕ=0.9 و ε_t=0.005 است.

برای $\rho - \rho' > \rho_{max}$ مقطع در ناحیه انتقالی با محدودیت $\rho - \rho' \le \rho_{\max t}$ قرار دارد. در این حالت مقدار ϕ<0.9 برای M_{u1} و ϕ=0.9 برای M_{u2} خواهد بود. بنابراین:

$$\emptyset M_n = \emptyset\left[(A_s - A'_s)f_y\left(d - \frac{a}{2}\right)\right] + 0.9A'_s f_y(d - d')$$

$$(A_s - A'_s) \le \rho_{\max t}(bd)$$

برای ناحیه فشاری داریم:

$$C_s = A'_s(f_y - 0.85f'_c)$$

$$T = A_s f_y = C_c + C_s = 0.85f'_c ab + A'_s(f_y - 0.85f'_c)$$

$$\Rightarrow\ A_s f_y - A'_s f_y + 0.85f'_c A'_s = 0.85f'_c ab = C_c = A_{s1} f_y$$

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

با تقسیم رابطه اخیر بر bdf_y داریم:

بنابراین:

$$\rho - \rho'\left(1 - 0.85\frac{f'_c}{f_y}\right) = \rho_1 \quad \Rightarrow \quad \rho_1 = \frac{A_{s1}}{bd}$$

$$\rho - \rho'\left(1 - 0.85\frac{f'_c}{f_y}\right) \le \rho_{max} = \rho_b\left(\frac{0.003 + f_y/E_s}{0.006 + f_y/E_s}\right)$$

با رابطه اخیر می‌توان وضعیت مقطع مستطیلی که دارای آرماتورهای فشاری است را بررسی کرد و از آن برای تعیین حداکثر درصد آرماتور کششی استفاده نمود. با استفاده از رابطه اخیر مثلا برای میلگرد AIII و بتن C25 داریم:

$$\rho - 0.9469\rho' \le 0.0169$$

یا مثلا برای میلگرد AIII و بتن C30 داریم:

$$\rho - 0.9363\rho' \le 0.020$$

f_c (MPa)	برای میلگرد AIII	برای میلگرد AII
25	$\rho - \rho' \times$ 0.9469 $\le$ 0.0169	$\rho - \rho' \times$ 0.9375 $\le$ 0.020698
30	$\rho - \rho' \times$ 0.9363 $\le$ 0.0200	$\rho - \rho' \times$ 0.9250 $\le$ 0.02442
35	$\rho - \rho' \times$ 0.9256 $\le$ 0.0223	$\rho - \rho' \times$ 0.9125 $\le$ 0.027273
40	$\rho - \rho' \times$ 0.9150 $\le$ 0.0244	$\rho - \rho' \times$ 0.9000 $\le$ 0.029777
45	$\rho - \rho' \times$ 0.9044 $\le$ 0.0261	$\rho - \rho' \times$ 0.8875 $\le$ 0.031934
50	$\rho - \rho' \times$ 0.8938 $\le$ 0.0276	$\rho - \rho' \times$ 0.8750 $\le$ 0.033743

$$\rho_b = 0.85\beta_1\frac{f'_c}{f_y}\left(\frac{600}{600 + f_y}\right)$$

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

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

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

بنابراین حداکثر آرماتور کششی در مقطع مستطیلی با آرماتورهای فشاری در حالت کشش-کنترل بصورت زیر تعیین میشود:

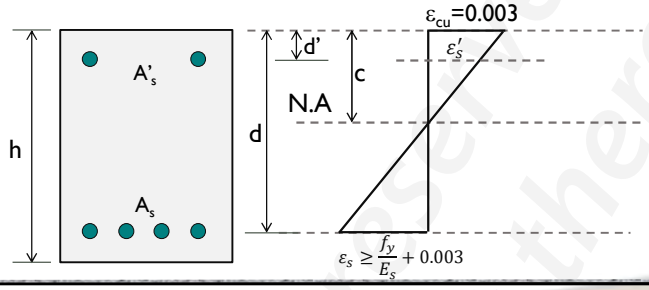
$$Max\ \rho = \rho_{max} + \rho'$$
$$Max\ A_s = bd(\rho_{max} + \rho')$$

در صورتی که فرض بر جاری شدن آرماتور فشاری باشد:

$$\varepsilon'_s \geq \varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s}$$

با نوشتن تشابه مثلثاتی برای دو مثلث بالای تار خنثی، داریم:

$$\frac{c-d'}{c} = \frac{\varepsilon'_s}{0.003} \Rightarrow \frac{c}{d'} = \frac{0.003}{0.003 - \frac{f_y}{E_s}} = \frac{600}{600 - f_y} \Rightarrow c = \left(\frac{600}{600 - f_y}\right)d'$$



 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 M_{u1} برای حالتی که از یک ردیف آرماتور استفاده شده داشتیم:

$$T_1 = C_c \quad \Rightarrow \quad A_{s1} f_y = C_c = 0.85 f'_c ab$$

اما:

$$A_{s1} = A_s - A'_s \quad , \quad \rho_1 = \rho - \rho'$$

بنابراین:

$$(A_s - A'_s) f_y = 0.85 f'_c ab \quad :=> \quad (\rho - \rho') bd f_y = 0.85 f'_c ab$$
$$:=> \ \rho - \rho' = 0.85 \frac{f'_c}{f_y}\left(\frac{a}{d}\right)$$

همچنین:

$$a = \beta_1 c = \beta_1 \left(\frac{600}{600 - f_y}\right) d'$$

بنابراین:

$$:=> \ \rho - \rho' = 0.85\beta_1 \left(\frac{f'_c}{f_y}\right)\left(\frac{d'}{d}\right)\left(\frac{600}{600 - f_y}\right) = K$$

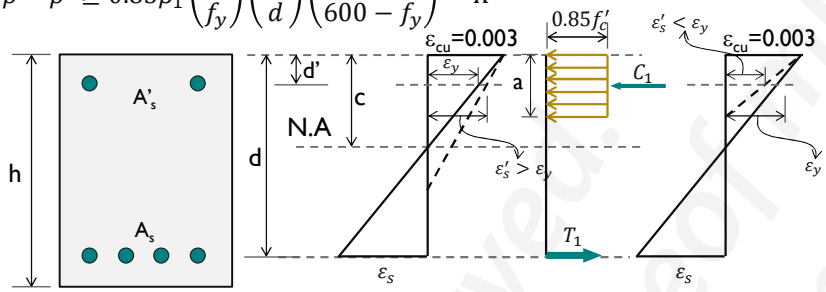
در صورتی که $\rho - \rho'$ از جمله سمت راست معادله فوق بیشتر باشد، آرماتور فشاری جاری می‌شود. مطابق شکل اسلاید بعدی اگر A_{s1} افزایش یابد، مقدار T_1 و به تبع آن C_1 افزایش یافته و تار خنثی به سمت پایین حرکت میکند. همچنین اگر A_{s1} کاهش یابد، مقدار T_1 و به تبع آن C_1 کاهش یافته و ε'_s برابر یا کمتر از کرنش تسلیم خواهد شد. زیرا تار خنثی به سمت بالا حرکت می‌کند.

 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 رابطه اخیر، شرایط جاری شدن آرماتور فشاری بصورت زیر است:

$$\rho - \rho' \geq 0.85\beta_1 \left(\frac{f'_c}{f_y}\right)\left(\frac{d'}{d}\right)\left(\frac{600}{600 - f_y}\right) = K$$



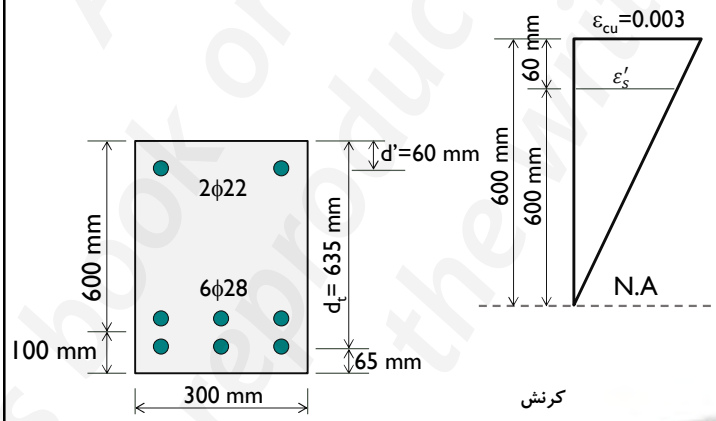
fc	میلگرد AIII K	میلگرد AII K
25	0.1355d'/d	0.1355d'/d
30	0.1598d'/d	0.1598d'/d
35	0.1785d'/d	0.1785d'/d
40	0.1949d'/d	0.1949d'/d
45	0.2090d'/d	0.2090d'/d
50	0.2208d'/d	0.2208d'/d

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) مقاومت خمشی مقطع نشان داده شده در شکل زیر را بدست آورید. مقدار مقاومت مشخصه بتن برابر ۳۰ مگاپاسکال، نوع میلگردها AIII در نظر گرفته شود.

در این تیر از دو ردیف آرماتور استفاده شده است.



کرنش

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

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

گام۱) کنترل تسلیم آرماتور فشاری:

$$A_s = 6 \times \frac{\pi \times 28^2}{4} = 3694\ mm^2 \quad \rightarrow \quad \rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{3694}{300 \times 600} = 0.0205$$

$$A'_s = 2 \times \frac{\pi \times 22^2}{4} = 760\ mm^2 \quad \rightarrow \quad \rho' = \frac{A'_s}{bd} = \frac{760}{300 \times 600} = 0.0042$$

$$A_s - A'_s = 3694 - 760 = 2934\ mm^2 \quad :=> \quad \rho - \rho' = 0.0205 - 0.0042 = 0.0163$$

برای تسلیم آرماتورهای فشاری داریم:

$$\rho - \rho' \geq 0.85\beta_1 \left(\frac{f'_c}{f_y}\right)\left(\frac{d'}{d}\right)\left(\frac{600}{600 - f_y}\right) = K$$

برای ضریب β_1 داریم:

$$17 \leq f'_c \leq 28\ MPa \qquad \rightarrow \qquad \beta_1 = 0.85$$

$$f'_c \geq 28\ MPa \qquad \rightarrow \beta_1 = 0.85 - \frac{0.05(f'_c - 28)}{7} \geq 0.65$$

$$\beta_1 = 0.85 - \frac{0.05(30 - 28)}{7} = 0.8357 \geq 0.65$$

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

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

داریم:

$$K = 0.85 \times 0.8357\left(\frac{30}{400}\right)\left(\frac{60}{600}\right)\left(\frac{600}{600 - 400}\right) = 0.0159$$

$$\rho - \rho' = 0.0163 > 0.0159$$

بنابراین آرماتورهای فشاری جاری می‌شود.

گام۲) کنترل $\rho - \rho' \leq \rho_{max}$، داریم:

$$\rho_b = 0.85\beta_1 \frac{f'_c}{f_y}\left(\frac{600}{600 + f_y}\right) = 0.85 \times 0.8357\left(\frac{30}{400}\right)\left(\frac{600}{600 + 400}\right) = 0.031$$

$$\rho_{max} = 0.625\rho_b = 0.625 \times 0.031 = 0.0193$$

بنابراین:

$$\rho - \rho' = 0.0163 < \rho_{max} = 0.0193 \qquad \emptyset = 0.9$$

مقدار ظرفیت خمشی مقطع:

$$\emptyset M_n = \emptyset\left[(A_s - A'_s)f_y\left(d - \frac{a}{2}\right) + A'_s f_y(d - d')\right]$$

$$a = \frac{(A_s - A'_s)f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{2934 \times 400}{0.85 \times 30 \times 300} = 153.4\ mm$$

$$\Rightarrow \emptyset M_n = 0.9\left[2934 \times 400\left(600 - \frac{153.4}{2}\right) + 760 \times 400(600 - 60)\right] = 700 \times 10^6\ N.mm$$

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

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

حالتی که آرماتورهای فشاری تسلیم نشوند.

طبق چیزی که قبلا گفته شد اگر:

$$\rho - \rho' < 0.85\beta_1 \left(\frac{f'_c}{f_y}\right)\left(\frac{d'}{d}\right)\left(\frac{600}{600 - f_y}\right) = K$$

در این حالت که $\rho - \rho'$ از جمله سمت راست معادله فوق کمتر باشد، آرماتور فشاری جاری نمی‌شود. یعنی $\rho - \rho' < K$ است و آرماتورهای کششی قبل از آنکه کرنش در دورترین تار فشاری بتن به 0.003 برسد، تسلیم می‌شود و کرنش در آرماتورهای فشاری ε'_s به کرنش تسلیم نمیرسد. در صورت عدم جاری شدن آرماتورهای فشاری از روش گفته شده در زیر که براساس تعادل استاتیکی بدست آمده استفاده می‌شود (به اشکال قبلی مراجعه شود).

$$\varepsilon'_s = 0.003\left(\frac{c - d'}{c}\right) \quad \Rightarrow \quad f'_s = E_s\varepsilon'_s = 2 \times 10^5(0.003)\left(\frac{c - d'}{c}\right) = 600\left(\frac{c - d'}{c}\right)$$

$$C_c = 0.85\beta_1 f'_c cb \quad \Rightarrow$$

$$C_s = A'_s(f'_s - 0.85f'_c) = A'_s\left[600\left(\frac{c - d'}{c}\right) - 0.85f'_c\right]$$

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

$$T = A_s f_y = C_c + C_s \Rightarrow$$

$$T = A_s f_y = (0.85\beta_1 f'_c cb) + A'_s\left[600\left(\frac{c - d'}{c}\right) - 0.85f'_c\right]$$

با ساده سازی رابطه اخیر داریم:

$$(0.85\beta_1 f'_c b)c^2 + [(600A'_s) - (0.85f'_c A'_s) - A_s f_y]c - 600A'_s d' = 0$$

رابطه فوق را میتوان بصورت چند جمله ای $A_1c^2+A_2c+A_3=0$ بیان کرد.

$$A_1 = 0.85\beta_1 f'_c b$$
$$A_2 = (600A'_s) - (0.85f'_c A'_s) - A_s f_y$$
$$A_3 = -600A'_s d'$$

با حل این رابطه براساس c داریم:

$$c = \frac{1}{2A_2}\left[-A_2 \pm \sqrt{A_2^2 - 4A_1A_3}\right]$$

با تعیین مقدار c، بقیه پارامترها تعیین میشوند:

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

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

$$f_s' = 600\left(\frac{c-d'}{c}\right) \qquad a = \beta_1 c$$

$$C_c = 0.85\beta_1 f_c' ab \quad \Rightarrow$$
$$C_s = A_s'(f_s' - 0.85f_c')$$
$$\emptyset M_n = \emptyset\left[C_c\left(d - \frac{1}{2}a\right) + C_s(d-d')\right]$$

در صورت عدم تسلیم فولاد فشاری، حداکثر فولاد کششی مورد نیاز برای یک مقطع مستطیلی برابر است با:

$$Max\ A_s = \rho_{w,max} bd + A_s'\frac{f_s'}{f_y} = bd\left(\rho_{w,max} + \frac{\rho' f_s'}{f_y}\right)$$

با تقسیم بر bd داریم:

$$Max\ \rho = \frac{Max\ A_s}{bd} \le \rho_{w,max} + \rho'\frac{f_s'}{f_y}$$

یا:

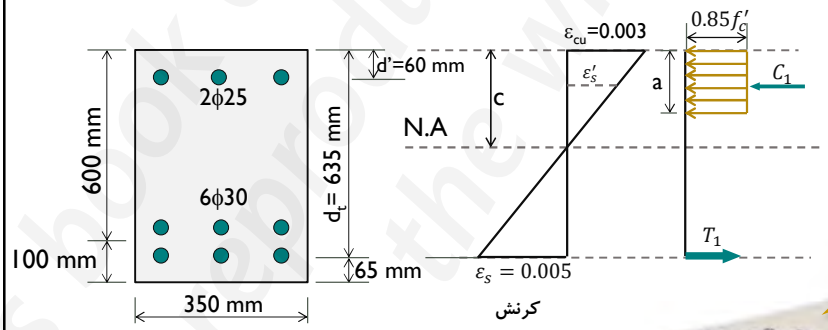
$$\left(\rho - \rho'\frac{f_s'}{f_y}\right) \le \rho_{w,max}$$

 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) مقاومت خمشی مقطع نشان داده شده در شکل زیر را بدست آورید. مقدار مقاومت مشخصه بتن برابر ۳۵ مگاپاسکال، نوع میلگردها AIII در نظر گرفته شود.

در این تیر از دو ردیف آرماتور استفاده شده است.



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

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

محاسبه ρ و ρ' :

$$A_s = 6 \times \frac{\pi \times 30^2}{4} = 4241\ mm^2 \quad \rightarrow \quad \rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{4241}{350 \times 600} = 0.0202$$

$$A'_s = 3 \times \frac{\pi \times 25^2}{4} = 1472\ mm^2 \quad \rightarrow \quad \rho' = \frac{A'_s}{bd} = \frac{1472}{350 \times 600} = 0.007$$

$$A_s - A'_s = 4241 - 1472 = 2769\ mm^2 \quad :=> \quad \rho - \rho' = 0.0202 - 0.007 = 0.0132$$

برای ضریب β_1 داریم:

$$17 \le f'_c \le 28\ MPa \quad \rightarrow \quad \beta_1 = 0.85$$

$$f'_c \ge 28\ MPa \quad \rightarrow \beta_1 = 0.85 - \frac{0.05(f'_c - 28)}{7} \ge 0.65$$

$$\beta_1 = 0.85 - \frac{0.05(35 - 28)}{7} = 0.8 \ge 0.65$$

 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:

$$K = 0.85\beta_1 \left(\frac{f'_c}{f_y}\right)\left(\frac{d'}{d}\right)\left(\frac{600}{600 - f_y}\right)$$

$$= 0.85 \times 0.8 \left(\frac{35}{400}\right)\left(\frac{60}{600}\right)\left(\frac{600}{600 - 400}\right) = 0.0178$$

بنابراین آرماتورهای فشاری جاری نمی‌شوند.

$$\rho_b = 0.85\beta_1 \frac{f'_c}{f_y}\left(\frac{600}{600 + f_y}\right) = 0.85 \times 0.8 \left(\frac{35}{400}\right)\left(\frac{600}{600 + 400}\right) = 0.0357$$

$$\rho_{max} = 0.625\rho_b = 0.625 \times 0.0357 = 0.0223$$

$$\rho - \rho' = 0.0163 < \rho_{max} = 0.0357 \quad \Rightarrow \quad \emptyset = 0.9$$

$$C_c = 0.85\beta_1 f'_c ab = 0.85 \times 0.8 \times 35 \times (0.8c) \times 35 = 666.4c \quad \Rightarrow$$

$$C_s = A'_s(f'_s - 0.85f'_c)$$

$$\varepsilon'_s = 0.003\left(\frac{c - d'}{c}\right) \quad \Rightarrow \quad f'_s = E_s\varepsilon'_s = 2 \times 10^5(0.003)\left(\frac{c - d'}{c}\right) = 600\left(\frac{c - d'}{c}\right)$$

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

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

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

$$C_s = A'_s(f'_s - 0.85f'_c) = 1472\left[600\left(\frac{c-d'}{c}\right) - 0.85\times 35\right]$$

$$= \left[883200\left(\frac{c-60}{c}\right)\right] - 43792$$

$$T = T_1 + T_2 = (A_{s1} + A_{s2})f_y = A_s f_y = 4241 \times 400 = 1696400\ N$$

$$T = C = C_c + C_s$$

$$1696400 = 666.4c + \left[883200\left(\frac{c-60}{c}\right)\right] - 43792$$

$$= c = 177 \quad \Rightarrow \quad a = 0.8c = 141\ mm$$

بنابراین

$$f'_s = 600\left(\frac{177-60}{177}\right) = 396\ MPa \qquad a = \beta_1 c$$

$$C_c = 666.4c = 117952\ N$$

$$C_s = A'_s(f'_s - 0.85f'_c) = 1472(396 - 0.85\times 35) = 539120\ N$$

$$\emptyset M_n = \emptyset\left[C_c\left(d - \frac{1}{2}a\right) + C_s(d-d')\right]$$

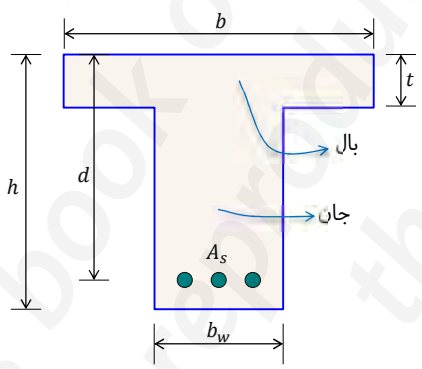
$$= 0.9\left[117952\left(600 - \frac{141}{2}\right) + 539120(600-60)\right] = 318\ kN.m$$

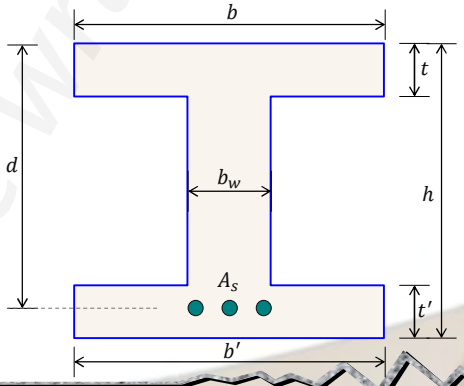
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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

تحلیل مقاطع T و I شکل

در عمل وقتی دال کف به همراه تیر بتن ریزی شود، مقطع تحت خمش T شکل می‌شود. ضخامت دال کمتر از ضخامت تیر بوده و تحت لنگر مثبت بال این تیرها فشاری و بخش پایینی جان، تحت کشش قرار دارد. در اشکال زیر، سطح بال با bt و سطح جان برابر $(h\text{-}t)b_w$ است. برای مقطع I شکل، یکی از بال‌ها در کشش بوده و اثری ندارد و بنابراین تحلیل آنها مثل مقطع T شکل است.

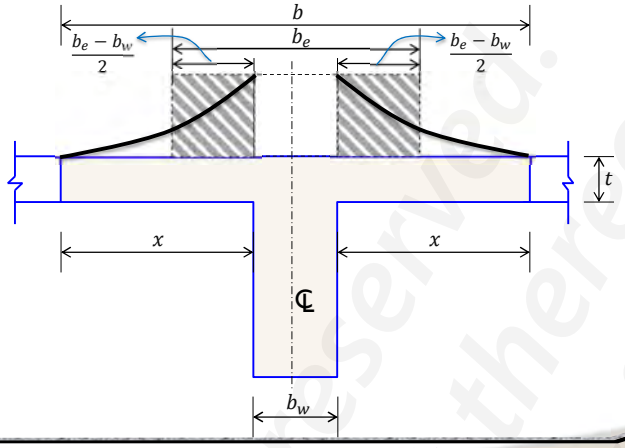




 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

عرض موثر بال

در مقاطع T شکل، اگر عرض بال خیلی زیاد باشد، توزیع تنش های فشاری در بال یکنواخت نیست و هر چه از جان دور شویم، توزیع تنش کاهش می یابد. بطوری که مقدار تنش در فاصله x از بر جان برابر صفر می‌شود.



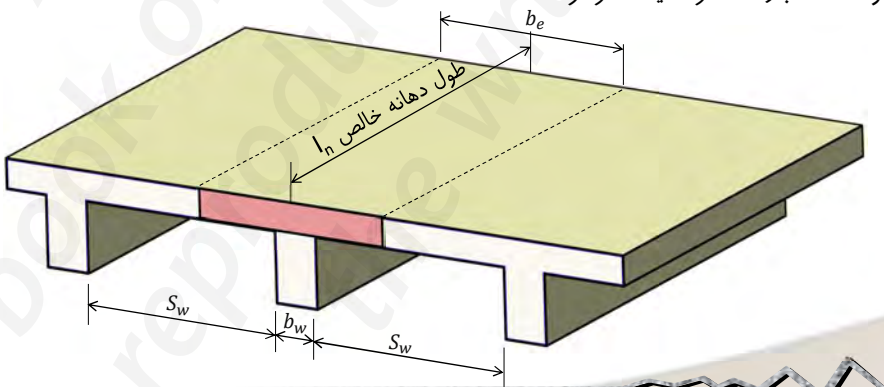
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

عرض موثر به عوامل زیر بستگی دارد:

۱- فاصله بین تیرها ۲- عرض جان تیر

۳- نسبت ضخامت دال به عمق تیر ۴- شرایط انتهایی تیر (مفصلی یا پیوسته)

۵- نحوه اعمال بار (گسترده یا متمرکز)



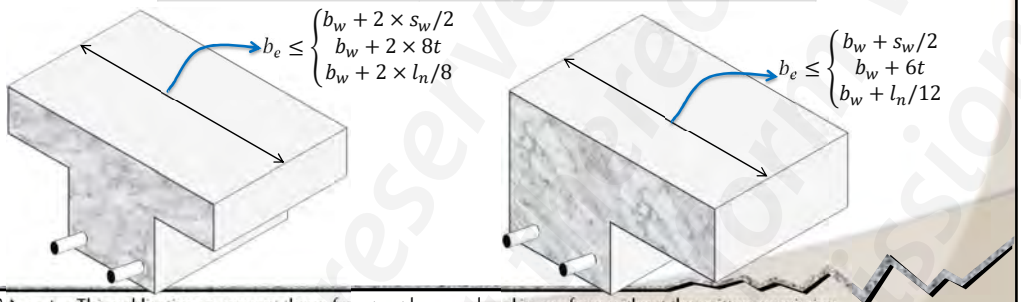
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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

در صورتی که t ضخامت دال و S_w فاصله خالص جان تا جان مجاور باشد:

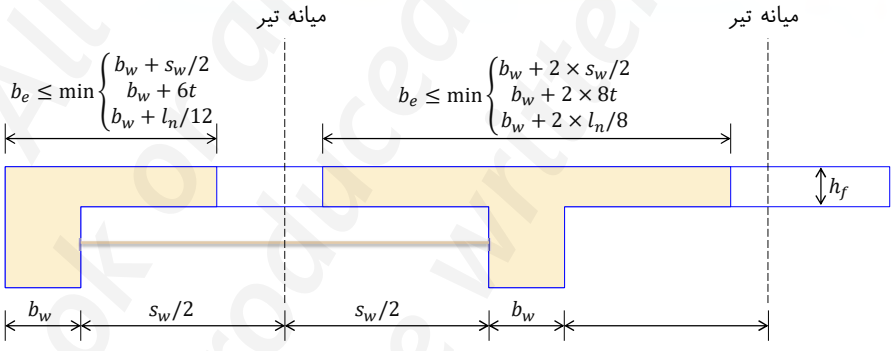
جدول ۹-۶-۱ مبحث نهم ویرایش ۹۹

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



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



در روابط فوق l_n طول خالص دهانه تیر است.

صفحه ۲۹۶ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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

طبق آیین‌نامه 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 ۲۹۷ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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

ACI318-19:

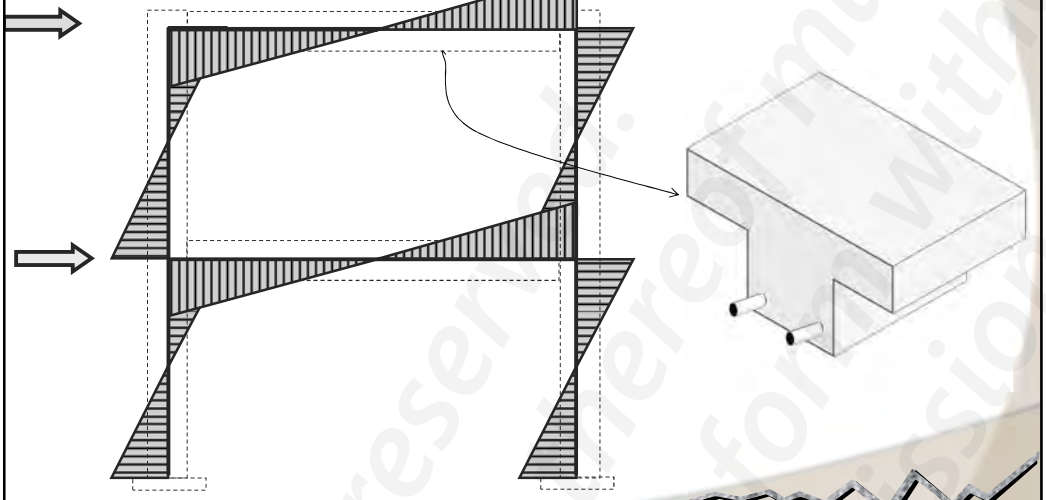
24.2.3.6 For continuous one-way slabs and beams, I_e shall be permitted to be taken as the average of values obtained from Table 24.2.3.5 for the critical positive and negative moment sections.

صفحه ۲۹۸ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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

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

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



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

Assign menu > Frame > Property Modifiers

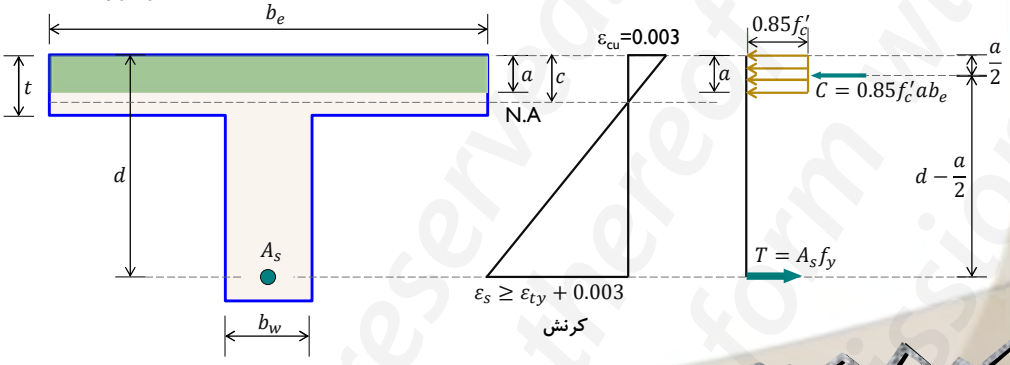
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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

وقتی مقطع T شکل به مانند یک تیر مستطیلی رفتار می‌کند.

در صورتی عمق بلوک فشاری تنش کمتر از ضخامت دال باشد، ($a \le t$) رفتار تیر به مانند یک مستطیل خواهد بود. در شکل زیر این مورد نشان داده شده است و سطح بلوک فشاری برابر $a \times b_e$ است. بنابراین با جایگذاری b_e به جای b داریم:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b_e}$$



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

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

همچنین:

$$\emptyset M_n = \emptyset A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

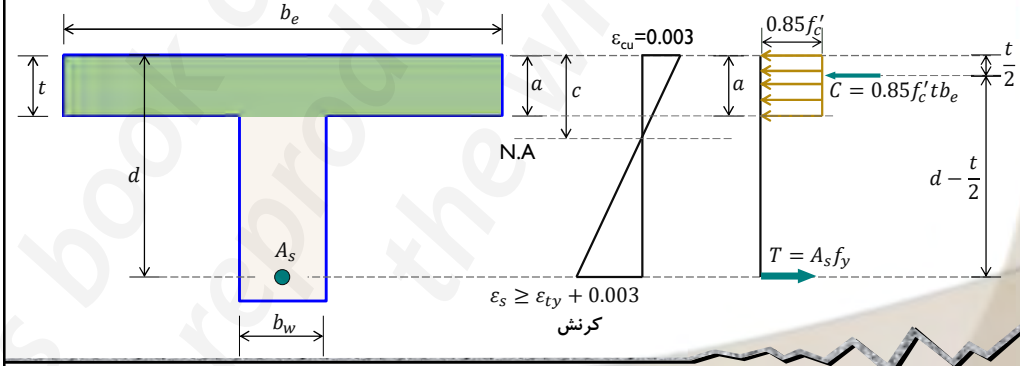
اگر a زیاد شده و برابر ضخامت بال گردد، داریم:

$$\emptyset M_n = \emptyset A_s f_y \left(d - \frac{t}{2}\right)$$

در این حالت:

$$t = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b_e} \quad \text{یا} \quad A_s = \frac{0.85 f'_c b_e t}{f_y}$$

در این تحلیل مقدار A_s باید به $A_{s,max}$ محدود شده و $\varepsilon_s \ge \varepsilon_{ty} + 0.003$ باشد.



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

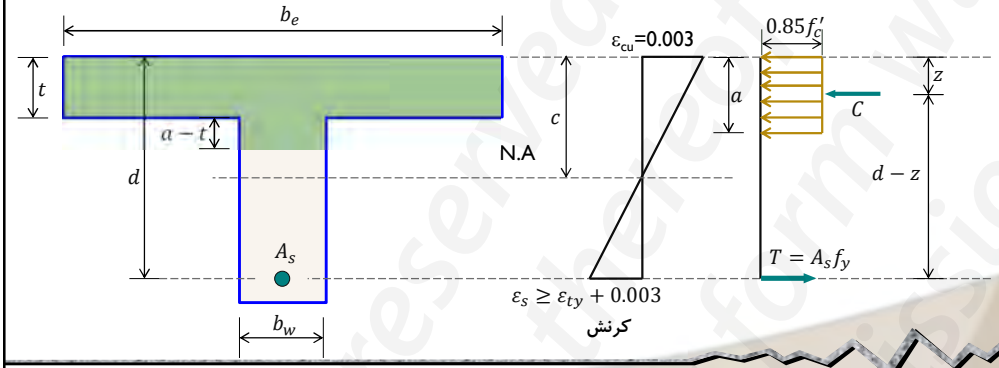
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

تحلیل مقطع T شکل:

در صورتی عمق بلوک فشاری تنش در داخل جان قرار گیرد، بتن جان نیز در فشار مشارکت می‌کند. بنابراین:

$$C = 0.85f'_c[b_e t + b_w(a-t)]$$

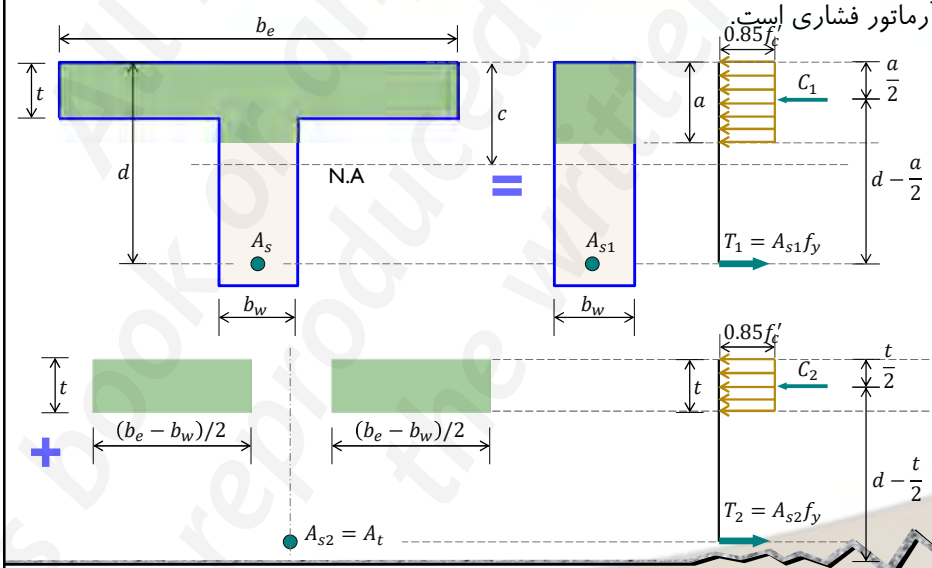
محل اعمال نیروی C در مرکز سطح بخش T شکل فشاری و با فاصله z از دورترین تار فشاری است.



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

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

تحلیل مقاطع T شکل مشابه مقاطع مستطیلی با آرماتور فشاری است که سطح مقطع $(b_e-b_w)t$ معادل آرماتور فشاری است.



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

که در آن:

$C_1 = 0.85f'_c ab_w$
$C_2 = 0.85f'_c t(b_e - b_w)$

در بخش اول یک تیر مستطیلی با آرماتور کششی به میزان A_{s1} و ابعاد $b_w d$ داریم که برآیند بخش بلوک فشاری برابر C_1 است. بازوی لنگر خمشی نیز برابر $d-a/2$ است.

در بخش دوم، دو بخش بال به میزان $2(b_e - b_w)/2$ با شدت تنش $0.85f'_c$ در حال ایجاد لنگر خمشی با آرماتورهای کششی است. بازوی این لنگر برابر $d - \frac{t}{2}$ است. اگر A_{sf} سطح مقطع آرماتور کششی که معادل نیروی ایجاد شده در این بخش بال است داریم:

$$A_{sf} f_y = 0.85f'_c (b_e - b_w)t$$
$$A_{sf} = \frac{0.85f'_c (b_e - b_w)t}{f_y}$$

کل سطح مقطع آرماتور کششی مقطع T، برابر $A_{s1}+A_{sf}$ است:

$$A_{s1} = A_s - A_{sf}$$

همچنین داریم:

$$C_1 = T_1 \quad \& \quad C_2 = T_2$$
$$C = C_1 + C_2 = T = T_1 + T_2$$

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

با در نظر گرفتن $C_1=T_1$ برای مقطع ابتدایی داریم:

$$A_{s1} f_y = 0.85f'_c ab_w \quad \rightarrow (A_s - A_{sf})f_y = 0.85f'_c ab_w$$
$$a = \frac{(A_s - A_{sf})f_y}{0.85f'_c b_w}$$

کل لنگر خمشی ناشی از ظرفیت مقطع برابر است با:

$$\emptyset M_n = M_{u1} + M_{u2}$$
$$M_{u1} = \emptyset A_{s1} f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) = \emptyset (A_s - A_{sf}) f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)$$
$$A_{s1} = (A_s - A_{sf}) \quad \rightarrow \quad a = \frac{(A_s - A_{sf})f_y}{0.85f'_c b_w}$$
$$M_{u2} = \emptyset A_{sf} f_y \left(d - \frac{t}{2}\right)$$
$$\emptyset M_n = \emptyset \left[(A_s - A_{sf}) f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) + A_{sf} f_y \left(d - \frac{t}{2}\right)\right]$$

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

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

برای یک مقطع موراد زیر باید کنترل شود:

۱- نسبت آرماتور کششی با مقدار حداقل کنترل شود:

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w d} \geq \rho_{min} \qquad \rightarrow \qquad \rho_{min} = \frac{0.25\sqrt{f'_c}}{f_y} \geq \frac{1.4}{f_y}$$

۲- کرنش خالص کششی NTS برابر یا بیشتر از $\varepsilon_{ty} + 0.003$ برای مقطع کشش کنترل باشد.

۳- فولاد کششی حداکثر (Max A_s) در یک مقطع T شکل باید برابر یا بیشتر از A_s مورد نیاز برای مقطع کشش کنترل باشد.

$$Max\ A_s = A_{sf}(\text{بال}) + \rho_{max}(b_w d)(\text{جان})$$

$$Max\ A_s = \left(\frac{1}{f_y}\right)[0.85 f'_c t(b - b_w)] + \rho_{max}(b_w d)$$

بنابراین:

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w d} \leq \rho_{max} + \frac{A_{sf}}{b_w d}$$

$$\rho_w - \rho_f \leq \rho_{max}(\text{جان})$$

$$\rho_f = \frac{A_{sf}}{b_w d}$$

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

در حالت a<t باشد، برای مقطع T شکل داریم:

$$C = 0.85 f'_c[(b_e - b_w)t + a b_w]$$

برای فولاد با f_y=400 Mpa و فرضیات زیر داریم:

$$f_y = 400\ MPa \quad , \quad \varepsilon_c = 0.003 \quad , \quad \varepsilon_t = 0.005$$

$$\frac{c}{d} = \frac{0.003}{0.003 + 0.005} = 0.375$$

$$a = \beta_1 c = 0.375\beta_1 d$$

بنابراین:

$$Max\ A_s = \left(\frac{0.85 f'_c}{f_y}\right)[(b - b_w)t + 0.375\beta_1 b_w d]$$

که در آن Max A_s حداکثر آرماتور کششی که میتوان در مقطع T شکل وقتی که a>t باشد، باید رعایت شود. مثلا برای فرضیات زیر داریم:

$$f_y = 400\ MPa \qquad f'_c = 30\ MPa$$

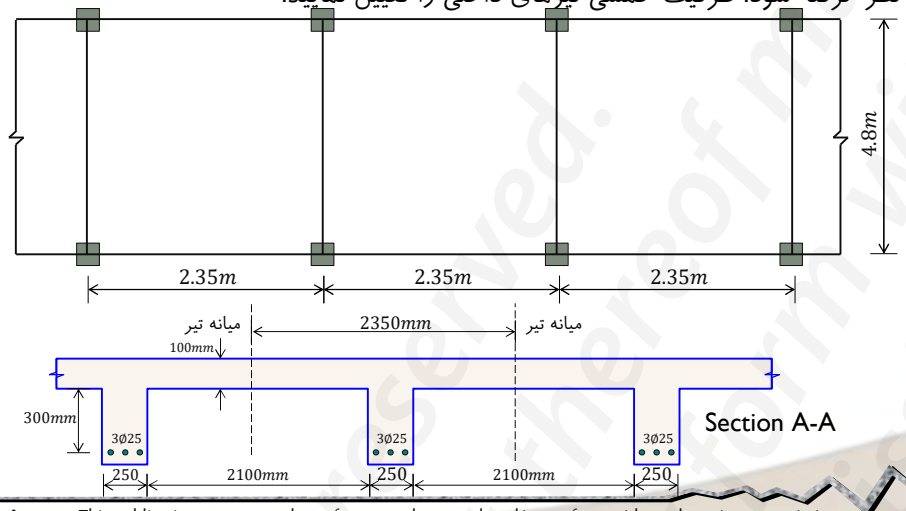
$$Max\ A_s = 0.06375[(b - b_w)t + 0.3187 b_w d]$$

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

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

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

مثال) تیرهای فرعی نشان داده شده در شکل زیر که آنها را می‌توان بصورت تیر T شکل در نظر گرفت را در نظر بگیرید. ابعاد ستون 300x300، مقاومت بتن برابر ۳۰ مگاپاسکال، نوع میلگردها AIII در نظر گرفته شود. ظرفیت خمشی تیرهای داخلی را تعیین نمایید.



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

گام۱) عرض موثر بال تیر تعیین شود:

$$l_n = 4800 - 300 = 4500\ mm$$

$$b_e \le \min\begin{cases} b_w + 2\times\frac{s_w}{2} \\ b_w + 2\times 8t \\ b_w + 2\times\frac{l_n}{8} \end{cases} = \min\begin{cases} 250 + 2\times\frac{2100}{2} = 2350mm \\ 250 + 2\times 8(100) = 1850mm \\ 250 + 2\times\frac{4500}{8} = 1375mm \end{cases} = 1375\ mm$$

گام۲) تعیین عمق بلوک فشاری، در صورتی که مقطع به مانند مستطیل باشد، تار خنثی در بال قرار خواهد گرفت.

$$A_s = \frac{3\times\pi\times 25^2}{4} = 1472\ mm^2$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c' b_e} = \frac{1472\times 400}{0.85\times 30\times 1375} = 16.8\ mm < 100\ mm$$

بنابراین مقطع مستطیلی است.

گام۳) کنترل درصد میلگرد حداقل:

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w d} = \frac{1472}{250\times 400} = 0.0147 \ge \rho_{min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{400} = 0.0035$$

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

گام ۴) کنترل ε_t:

$$a = 16.8\,mm \quad c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{16.8}{0.85} = 19.76\,mm \qquad d_t = d = 400\,mm$$

$$\varepsilon_t = \frac{0.003(d_t - c)}{c} = \frac{0.003(400 - 19.76)}{19.76} = 0.0577 > \varepsilon_{ty} + 0.003$$

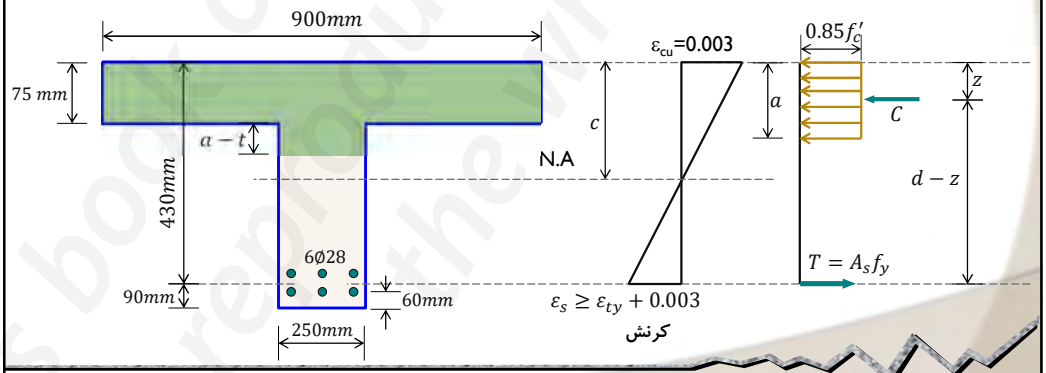
$$= \frac{400}{2 \times 10^5} + 0.003 = 0.005 \qquad \rightarrow \qquad \emptyset = 0.9$$

$$\emptyset M_n = \emptyset A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) = 0.9(1472)(400)\left(400 - \frac{16.8}{2}\right) = 207.5 \times 10^6\ N.mm$$

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

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

مثال) تیر نشان داده شده در شکل زیر را در نظر بگیرید. مقاومت بتن برابر ۲۵ مگاپاسکال، نوع میلگردها AIII در نظر گرفته شود. ظرفیت خمشی تیر را تعیین نمایید.



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

گام۱) برای عمق بلوک فشاری داریم:

$$A_s = \frac{6 \times \pi \times 28^2}{4} = 3694\ mm^2$$

$$b = b_e = 900\ mm \qquad b_w = 250\ mm \qquad d = 430$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c' b} = \frac{3694 \times 400}{0.85 \times 25 \times 900} = 77.2\ mm$$

از آنجایی که a>t است، پس بنابراین تارخنثی در جان قرار دارد.

گام۲) تعیین A_{sf}:

$$A_{sf} = \frac{0.85 f_c'(b_e - b_w)t}{f_y} = \frac{0.85 \times 25(900 - 250)75}{400} = 2590\ mm^2$$

$$A_{s1} = A_s - A_{sf} = 3694 - 2590 = 1104\ mm^2$$

گام۳) کنترل ε_t: مقدار a (جان) برابر است با:

$$a = \frac{A_{s1} f_y}{0.85 f_c' b_w} = \frac{1104 \times 400}{0.85 \times 25 \times 250} = 83.1\ mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{83.1}{0.85} = 97.8\ mm$$

$$d_t = 430 + 90 - 60 = 460\ mm$$

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

$$\frac{c}{d_t} = \frac{97.8}{460} = 0.21 < 0.375$$

و یا

$$\varepsilon_t = \frac{0.003(d_t - c)}{c} = \frac{0.003(460 - 97.8)}{97.8} = 0.011 > \varepsilon_{ty} + 0.003$$

$$= \frac{400}{2 \times 10^5} + 0.003 = 0.005 \qquad \rightarrow \qquad \emptyset = 0.9$$

گام۵) محاسبه ظرفیت خمشی:

$$\emptyset M_n = \emptyset\left[(A_s - A_{sf}) f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) + A_{sf} f_y \left(d - \frac{t}{2}\right)\right]$$

$$= 0.9\left[(3694 - 2590)400\left(430 - \frac{83.1}{2}\right) + 2590 \times 400\left(430 - \frac{75}{2}\right)\right]$$

$$= 520.3 \times 10^6\ N.mm$$

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

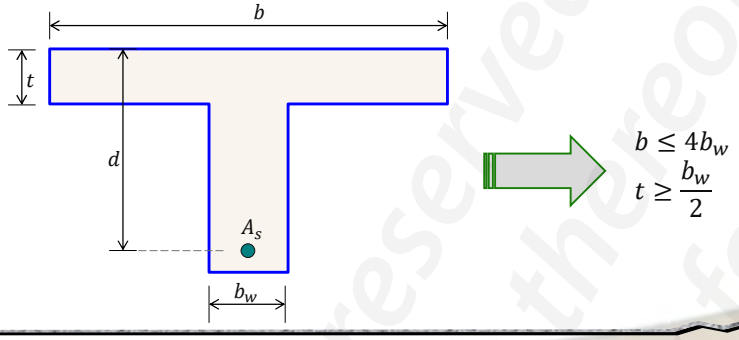
This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission. All rights reserved.

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

محدودیت های ابعادی مقطع T شکل منفرد

مبحث نهم ویرایش ۹۹، محدویت هایی برای ابعاد تیرهای T شکل لحاظ می‌کند. طبق بند ۹-۶-۳-۲-۳ داریم:

در تیرهای T شکل منفرد که از بال تیر برای تامین سطح فشاری اضافی استفاده می‌شود، حداقل ضخامت بال باید برابر با نصف عرض جان، و حداکثر عرض موثر، برابر با چهار برابر عرض جان در نظر گرفته شود.



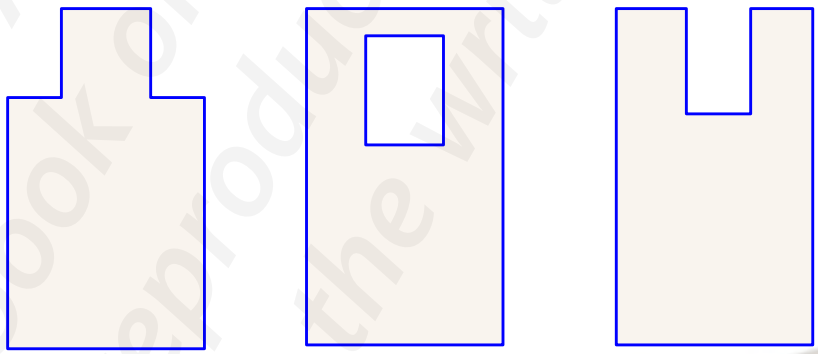
$$b \le 4b_w$$
$$t \ge \frac{b_w}{2}$$

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

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

تیر با مقاطع دیگر

گاهی مواقع نیاز به مقاطع تیر با شکل های متفاوتی وجود دارد. تحلیل این تیرها نیز مشابه مقاطع مستطیلی است.

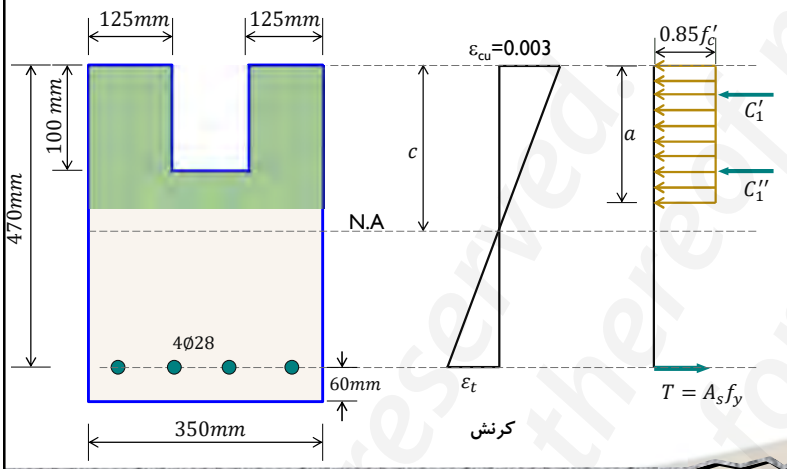


 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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

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

مثال) تیر نشان داده شده در شکل زیر را در نظر بگیرید. مقاومت بتن برابر ۳۰ مگاپاسکال، نوع میلگردها AIII در نظر گرفته شود. ظرفیت خمشی تیر را تعیین نمایید.



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

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

گام۱) عمق تار خنثی براساس تسلیم آرماتور کششی تعیین شود.

$$A_s = \frac{4 \times \pi \times 28^2}{4} = 2463\ mm^2$$

$$T = A_s f_y = 2463 \times 400 = 985200\ N$$

$$985200 = 0.85 f'_c [2(100 \times 125) + 350(a - 100)]$$

$$\Rightarrow \quad a = 139$$

برای ضریب β_1 داریم:

$$17 \le f'_c \le 28\ MPa \quad \rightarrow \quad \beta_1 = 0.85$$

$$f'_c \ge 28\ MPa \quad \rightarrow \beta_1 = 0.85 - \frac{0.05(f'_c - 28)}{7} \ge 0.65$$

$$\beta_1 = 0.85 - \frac{0.05(30 - 28)}{7} = 0.835 \ge 0.65$$

$$\Rightarrow \quad c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{139}{0.835} = 166\ mm$$

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

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

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

گام۲) برای محاسبه M_n میتوان آن را برای دو بخش بالایی بصورت مجزا در نظر گرفت:

$$C_1' = 0.85 \times 30(2 \times 100 \times 125) = 637500\ N$$
$$C_1'' = 0.85 \times 30(350 \times (139 - 100)) = 348075\ N$$
$$M_n = C_1'(d - 50) + C_1''(d - 119.5)$$
$$= 637500(470 - 50) + 348075(470 - 119.5) = 389750 = 389.7 \times 10^6\ N.mm$$

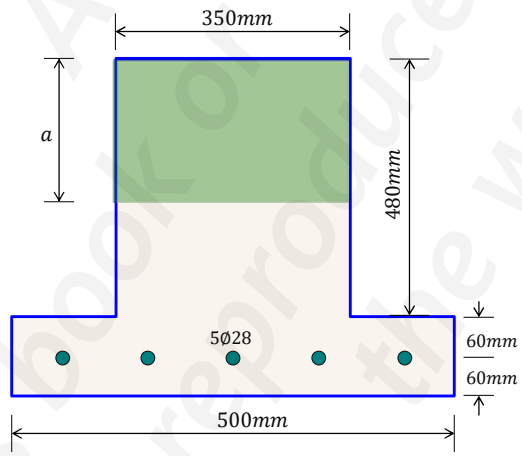
گام۳) محاسبه ضریب کاهش مقاومت:

$$\varepsilon_t = \frac{0.003(d_t - c)}{c} = \frac{0.003(470 - 166)}{166} = 0.0055 > \varepsilon_{ty} + 0.003$$
$$= \frac{400}{2 \times 10^5} + 0.003 = 0.005 \quad \rightarrow \quad \emptyset = 0.9$$
$$\Rightarrow \quad \emptyset M_n = 0.9 \times 389.7 \times 10^6 = 350 \times 10^6\ N.mm$$

صفحه ۳۱۹ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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

مثال) تیر نشان داده شده در شکل زیر را در نظر بگیرید. مقاومت بتن برابر ۳۰ مگاپاسکال، نوع میلگردها AIII در نظر گرفته شود. ظرفیت خمشی تیر را تعیین نمایید.



صفحه ۳۲۰ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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

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

این تیر به مانند یک تیر مستطیلی است

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{5 \times \pi \times 28^2 \times 0.25}{350 \times 540} = 0.0162$$

$$\rho_{min} = \left(\frac{1.4}{f_y}\right) = \left(\frac{1.4}{340}\right) = 0.0041 > 0.0162$$

$$17 \le f'_c \le 28\ MPa \quad \rightarrow \quad \beta_1 = 0.85$$

$$f'_c \ge 28\ MPa \quad \rightarrow \beta_1 = 0.85 - \frac{0.05(f'_c - 28)}{7} \ge 0.65$$

$$\beta_1 = 0.85 - \frac{0.05(30 - 28)}{7} = 0.835 \ge 0.65$$

$$\rho_b = 0.85\beta_1 \frac{f'_c}{f_y}\left(\frac{600}{600 + f_y}\right) = 0.85 \times 0.835 \times \frac{30}{400}\left(\frac{600}{600 + 400}\right) = 0.0319$$

$$\Rightarrow \rho_{max} = 0.625\rho_b = 0.625 \times 0.0319 = 0.0199 > \rho = 0.0162$$

بنابراین ضریب کاهش مقاومت برابر **0.9** است.

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{(5 \times \pi \times 28^2 \times 0.25) \times 400}{0.85 \times 30 \times 350} = 138\ mm$$

$$\rightarrow \emptyset M_n = \emptyset A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) = 0.9 \times (5 \times \pi \times 28^2 \times 0.25) \times 400\left(540 - \frac{138}{2}\right) =$$

$$= 580 \times 10^6\ N.mm$$

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

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

بنابراین

$$\phi = 0.65 + (\varepsilon_t - \varepsilon_{ty})\left(\frac{250}{3}\right) = 0.65 + (0.0041 - 0.002)\left(\frac{250}{3}\right) = 0.825$$

گام۳) محاسبه حداکثر مقاومت خمشی مقطع

$$\rightarrow \emptyset M_n = \emptyset A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) = 0.825 \times (4 \times \pi \times 28^2 \times 0.25) \times 400\left(430 - \frac{154}{2}\right)$$

$$= 287 \times 10^6\ N.mm$$

به جای این روند، میتوان از اضافه آرماتور موجود صرف نظر کرد و مقدار آرماتور حداکثر را ملاک قرار بدهیم و در نهایت مقدار ضریب کاهش مقاومت را همان **0.9** در نظر بگیریم. یعنی:

$$\rho = \rho_{max} = 0.0168 \ \Rightarrow \ \emptyset = 0.9$$

$$a = \frac{A_{s,max} f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{(0.0168 \times 300 \times 430) \times 400}{0.85 \times 25 \times 300} = 136\ mm$$

$$\rightarrow \emptyset M_n = \emptyset A_{s,max} f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) = 0.9 \times (0.0168 \times 300 \times 430) \times 400\left(430 - \frac{136}{2}\right)$$

$$= 282 \times 10^6\ N.mm$$

که همانطور که دیده میشود، تقریباً همان نتیجه قبلی بدست آمد

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

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

قوانین سرانگشتی برای طراحی تیر (Thumb Rules for Beam Design):

* برای تیر به ازای هر متر طول آن، ۶ سانتیمتر عمق لحاظ شود.

(مثلا برای یک تیر ۶ متری، عمق ۴۰ سانتیمتر میتواند مناسب باشد)

* یک روش ساده برای تعیین آرماتور خمشی تیر استفاده از رابطه زیر است.

$$A_s = \frac{M_u}{35d}$$

where

M_u is the ultimate design moment (kg.m)

A_s is the area of flexural reinforcement (cm^2)

d is the effective depth of flexural reinforcement from the compression face (cm)

این رابطه برای تیرهایی که درصد آرماتور آنها بین ۱ تا ۱/۵ درصد باشد، جواب معقولی می‌دهد.

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

Example

Given

Span = 11 m

M_u = 69000 kg.m

Required

Area of flexural reinforcement

Solution

Beam depth = 6×11 = 66 cm.

Depth, d = 66−6 = 60 cm.

$$A_s = \frac{M_u}{35d} = \frac{69000}{35 \times 60} = 32.8\ cm^2$$

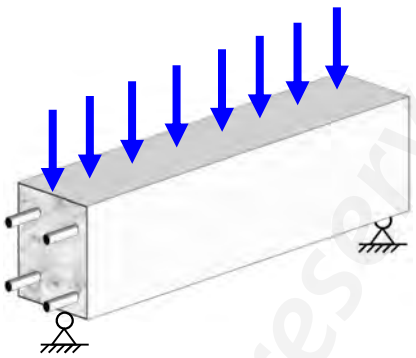
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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

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

فصل ششم

برش و کشش قطری

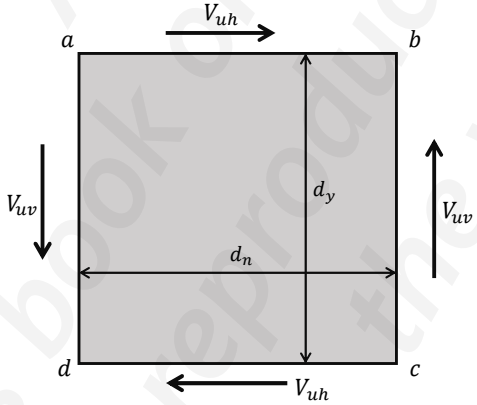


 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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

برش (Shear)

نیروی برشی در مقطع به سبب تغییرت لنگر در مقطع تیر ایجاد می‌شوند. مطابق شکل زیر یک المان از یک تیر با ضخامت واحد در نظر گرفته شود. اگر تنش برشی در لبه سمت راست برابر V_{uv} باشد، نیروی برشی ایجاد شده برابر $V_{uv}\times d_y\times 1.0$ است که برای تعادل بایستی با نیروی برشی روی لبه سمت چپی نیز برابر باشد.



اگر تنش برشی در لبه پایین برابر V_{uh} باشد، نیروی برشی ایجاد شده برابر $V_{uh}\times d_x\times 1.0$ است که برای تعادل بایستی با نیروی برشی روی لبه سمت بالایی نیز برابر باشد. تعادل کوپل ایجا شده ایجاب می‌کند که:

$$V_{uv}\times d_y\times d_x=V_{uh}\times d_x\times d_y$$

$$\rightarrow\ V_{uv}=V_{uh}$$

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

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

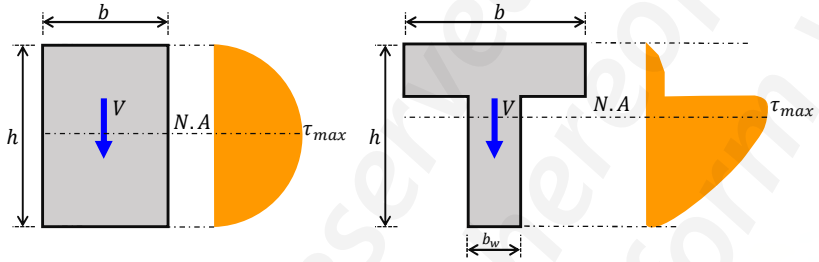
از مقاومت مصالح داریم:

$$\tau = \frac{VQ}{Ib}$$

برای یک مقطع مستطیلی مطابق شکل زیر داریم:

$$\tau_{max} = \frac{V\left(\left(\frac{bh}{2}\right) \times \frac{h}{4}\right)}{\left(\frac{bh^3}{12}\right)b} = \frac{3}{2}\frac{V}{bh} = \frac{3}{2}\frac{V}{A}$$

توزیع نیروی برشی در مقاطع مختلف بصورت زیر است:



همانطور که دیده میشود، بیشترین تنش برشی در تارخنثی رخ میدهد.

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

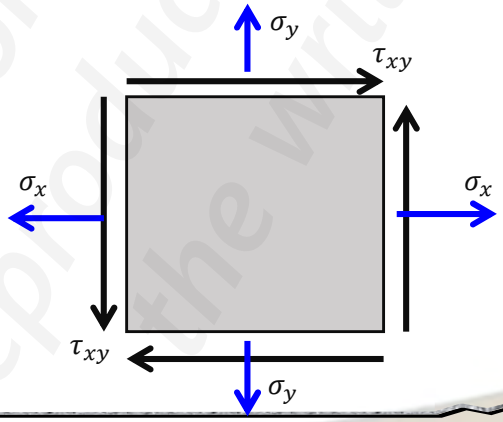
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

از مقاومت مصالح تنش‌های اصلی یک المان با رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$\sigma_{1,2} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2}$$

همچنین زاویه صفحات اصلی از محورهای اولیه المان (α) از رابطه زیر تعیین میشود.

$$\tan\alpha = \frac{2\tau_{xy}}{\sigma_x - \sigma_y}$$



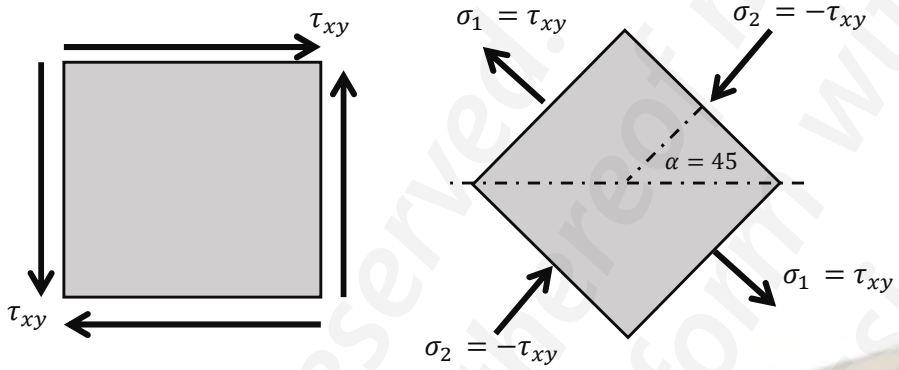
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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

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

حالت ۱) تنش برشی خالص

$$\sigma_{1,2} = \pm\tau_{xy}$$



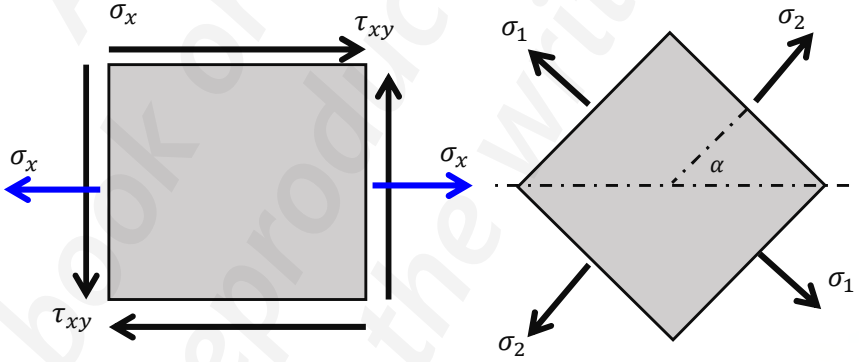
صفحه ۳۲۹ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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

حالت ۲) تنش برشی به همراه تنش کششی

$$\sigma_{1,2} = \frac{\sigma_x}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2}$$

$$\tan\alpha = \frac{2\tau_{xy}}{\sigma_x}$$



صفحه ۳۳۰ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

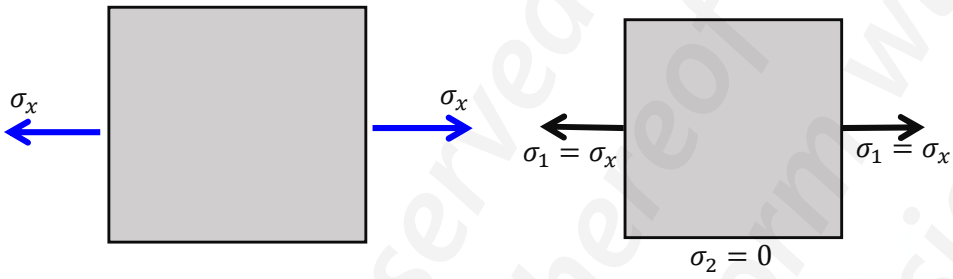
This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission. All rights reserved.

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

حالت ۳) صرفا تنش کششی

$\sigma_1 = \sigma_x$

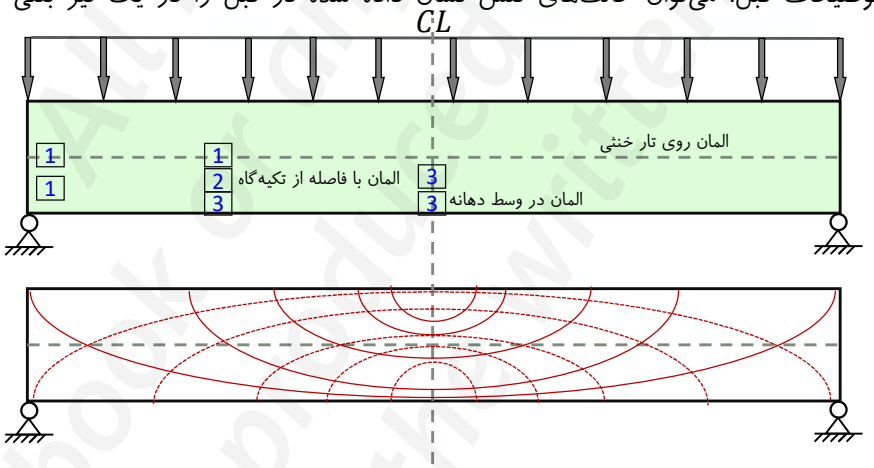
$\alpha = 0$



صفحه 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

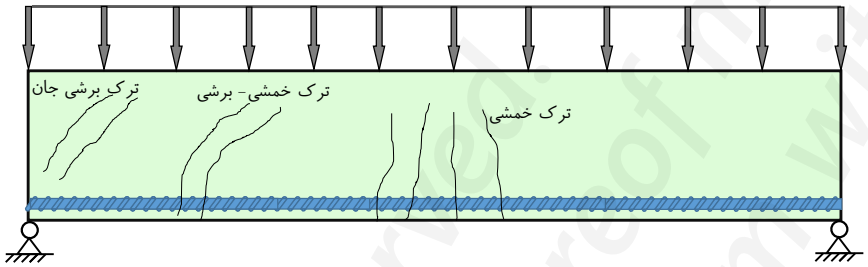
با توجه به توضیحات قبل، می‌توان حالت‌های تنش نشان داده شده در قبل را در یک تیر بتنی متصور شد.



صفحه ۳۳۲ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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

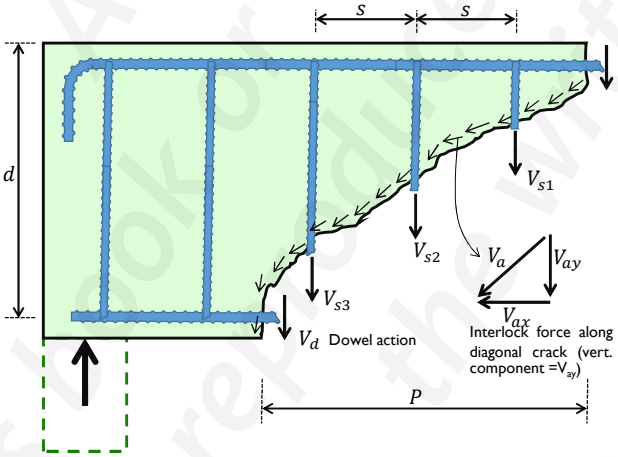
با توجه به توضیحات قبل، در یک تیر بتنی با رفتار الاستیک، در اثر عمل توام برش و خمش، سه نوع ترک خوردگی محتمل رخ خواهد داد



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

در شکل زیر نمودار آزاد یک وجه ترک مورد ایجاد شده در تیر نشان داده شده است. نیرویی که در این مقطع بصورت داخلی اثر میکند، برابر است با:

Shear-resisting forces along a diagonal crack: $V_{ext} = V_{cz} + V_{ay} + V_d + V_s$



که در آن:

V_s مجموع نیروی ایجاد شده در فولاد برشی

V_a نیروی حاصل از درگیر شدن دانه ها و بتن در طرفین ترک

V_d نیروی حاصل از عمل پرچی فولاد خمشی

V_{cz} ظرفیت برشی بتن در آن قسمت فشاری مه ترک مورد ادامه نیافته است.

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

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

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

تحقیقات نشان داده اند که جمع V_{ay}، V_d و V_{cz} را می‌توان تقریبا برابر با مقاومت برشی مقطع بتنی ترک نخورده (V_c) در نظر گرفت. بنابراین:

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_c = 0.53\lambda\sqrt{f_c'}b_w d$$

مقدار V_s در واقع ظرفیت برشی فولادها بوده و بسته به سطح تحت برش تعیین می‌شود. اگر A_v سطح مقطع کل میلگردهای تحت برش، s فاصله افقی خاموت‌ها، تصویر افقی ترک برابر P و تنش ایجاد شده در آنها f_s باشد:

$$V_s = nA_v f_s = \frac{P}{s}A_v f_s$$

در لحظه نهایی تنش فولادهای قائم به تنش تسلیم f_{yt} رسیده و تقریبا طول تصویر P برابر عمق موثر مقطع (P=d) در نظر گرفته می‌شود.

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s}$$

طبق ACI318-14 تنش تسلیم خاموت حداکثر ۴۲۰۰ باشد.

R22.6.3.2 The upper limit of 4200 kg/cm^2 on the value of f_{yt} used in design is intended to control cracking.

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

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

λ = modifcation factor to reflect the reduced mechanical properties of lightweight concrete relative to normalweight concrete of the same compressive strength.

19.2.4 Lightweight concrete

19.2.4.1 To account for the properties of lightweight concrete, a modifcation factor λ is used as a multiplier of sqrt(fc') in all applicable provisions of this Code.

Concrete	Composition of aggregates	λ
All-lightweight	Fine: ASTM C330 Coarse: ASTM C330	0.75
Lightweight, fne blend	Fine: Combination of ASTM C330 and C33 Coarse: ASTM C330	0.75 to 0.85[1]
Sand-lightweight	Fine: ASTM C33 Coarse: ASTM C330	0.85
Sand-lightweight, coarse blend	Fine: ASTM C33 Coarse: Combination of ASTM C330 and C33	0.85 to 1[2]
Normalweight	Fine: ASTM C33 Coarse: ASTM C33	1

بتن معمولی

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

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

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

طبق ضوابط ACI ابعاد تیر باید طوری اختیار شود که رابطه زیر اقناع شود:

22.5.1.2 Cross-sectional dimensions shall be selected to satisfy Eq. (22.5.1.2)

$$V_u \le \left(\phi V_c + 2.2\sqrt{f'_c} b_w d\right) \quad \rightarrow \quad kg, cm$$

$$V_u \le \left(\phi V_c + 0.66\sqrt{f'_c} b_w d\right) \quad \rightarrow \quad N, mm$$

در روابط فوق مقدار ϕ=0.75 است.

* اگر $V_u \le 0.5\phi V_c$ باشد، آنگاه: $\frac{A_v}{s} = 0$

* اگر $0.5\phi V_c < V_u \le \phi V_{max}$ باشد، آنگاه $\frac{A_v}{s} = \frac{(V_u - \phi V_c)}{\phi f_{yt} d}$

* اگر $V_u > \phi V_{max}$ باشد، شرایط گسیختگی اعلام خواهد شد.

حداکثر مقدار f_{yt} برابر ۴۲۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع است. در صورتی از این مقدار بیشتر تعریف شده باشد، از آن صرف نظر می‌شود.

f_{yt} = specifed yield strength of transverse reinforcement

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

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

طبق ضوابط ACI در صورت وجود شرایط زیر نیازی به آرماتور برشی نیست.

9.6.3.1 A minimum area of shear reinforcement, Av,min, shall be provided in all regions where Vu > 0.5φVc except for the cases in Table 9.6.3.1. For these cases, at least Av,min shall be provided where Vu > φVc.

Table 9.6.3.1—Cases where Av,min is not required if 0.5φVc < Vu ≤ φVc

Beam type	Conditions
Shallow depth	h ≤ 10 in.
Integral with slab	h ≤ greater of 2.5tf or 0.5bw and h ≤ 24 in.

اگر عمق تیر h:

برای تیرهای مستطیلی:

$$h \le 25\ cm$$

برای تیرهای T شکل:

$$h \le min\{60\ cm, max(2.5h_f, 0.5b_w)\}$$

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

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

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

طبق ضوابط ACI در صورت نیاز به آرماتور برشی حداقل، و در صورت عدم وجود پیچش، مقدار آرماتور حداقل برشی بصورت زیر تعیین میشود.

9.6.3.3 If shear reinforcement is required and torsional effects can be neglected according to 9.5.4.1, Av,min shall be in accordance with Table 9.6.3.3.

Table 9.6.3.3—Required Av,min

Beam type	$A_{v,min}/s$		
Nonprestressed and prestressed with $A_{ps}f_{se} < 0.4(A_{ps}f_{pu} + A_sf_y)$	Greater of:	$0.75\sqrt{f'_c}\frac{b_w}{f_{yt}}$	(a)
		$50\frac{b_w}{f_{yt}}$	(b)
Prestressed with $A_{ps}f_{se} \geq 0.4(A_{ps}f_{pu} + A_sf_y)$	Lesser of: Greater of:	$0.75\sqrt{f'_c}\frac{b_w}{f_{yt}}$	(c)
		$50\frac{b_w}{f_{yt}}$	(d)
		$\frac{A_{ps}f_{pu}}{80f_{yt}d}\sqrt{\frac{d}{b_w}}$	(e)

$$\frac{A_v}{s} \geq max\left(\frac{0.2\sqrt{f'_c}}{f_{yt}}b_w, \frac{3.5b_w}{f_{yt}}\right) \rightarrow \quad kg, cm$$

$$\frac{A_v}{s} \geq max\left(\frac{0.062\sqrt{f'_c}}{f_{yt}}b_w, \frac{0.35b_w}{f_{yt}}\right) \rightarrow \quad N, mm$$

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

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

۵- برش اصطکاکی (Shear Friction)

برش اصطکاکی مربوط به برش ایجاد شده بین دو سطح است که:

الف) وجود ترک یا استعداد ترک خوردن بین دو سطح وجود داشته باشد.

ب) دو سطح ساخته شده با مصالح غیرمتشابه

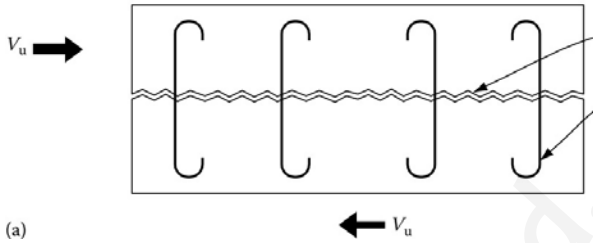
پ) دو سطح بتن ریزی شده در زمان‌های متفاوت

انتقال برش در موارد فوق توسط عملکرد برشی- اصطکاکی صورت می‌گیرد. با توجه به اینکه سطح ترک خشن و نامنظم است، بنابراین اصطکاک ایجاد شده بین دو سطح نیز زیاد است.

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

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

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



اگر از آرماتورهایی عمود بر این ترک استفاده شود، دو سطح متقابل ترک، به هم دوخته شده و نیروی ایجاد شده در میلگردها برابر $A_{vf}f_y$ خواهد بود که در آن A_{vf} سطح مقطع کل آرماتورهای قرار گرفته در مسیر ترک و f_y تنش تسلیم این میلگردها بوده که حداکثر به ۴۲۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع محدود میشود. سطح مقطع آرماتور مورد نیاز برابر است با:

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\phi f_y \mu}$$

که در آن A_{vf} سطح مقطع آرماتورهای برشی اصطکاکی، ϕ ضریب کاهش مقاومت برابر 0.75، f_y تنش تسلیم میلگرد، برش ضریبدار مقطع و μ ضریب اصطکاک بوده که در ادامه معرفی شده است.

صفحه ۳۴۱ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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

ACI318-14: 22.9.4.2 If shear-friction reinforcement is perpendicular to the shear plane, nominal shear strength across the assumed shear plane shall be calculated by:

$$V_n = \mu A_{vf} f_y$$

where A_{vf} is the area of reinforcement crossing the assumed shear plane to resist shear, and μ is the coeffcient of friction in accordance with Table 22.9.4.2.

Table 22.9.4.2—Coefficients of friction

Contact surface condition	Coeffcient of friction μ[1]	
Concrete placed monolithically	1.4λ	(a)
Concrete placed against hardened concrete that is clean, free of laitance, and intentionally roughened to a full amplitude of approximately 1/4 in.	1.0λ	(b)
Concrete placed against hardened concrete that is clean, free of laitance, and not intentionally roughened	0.6λ	(c)
Concrete placed against as-rolled structural steel that is clean, free of paint, and with shear transferred across the contact surface by headed studs or by welded deformed bars or wires.	0.7λ	(d)

[1]λ = 1.0 for normalweight concrete; λ = 0.75 for all lightweight concrete

صفحه ۳۴۲ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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

مقدار ضریب اصطکاک μ برابر با یکی از مقادیر زیر در نظر گرفته میشود:

الف) برای بتنی که بصورت یکپارچه ریخته شده است، برابر 1.4λ

ب) برای بتنی که در مجاورت بتن سخت شده با زبری سطحی و خراش به عمق تقریبی ۶ میلیمتر باشد، برابر 1.0λ

پ) برای بتنی که در مجاورت بتن سخت شده با زبری سطحی و خراش کمتر از عمق تقریبی ۶ میلیمتر باشد، برابر 0.6λ

ت) برای بتنی که به وسیله گل میخ یا بوسیله میلگردهایی به پروفیل فولادی ساختمانی مهار شده باشد، برابر 0.7λ

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

در مواردی که آرماتور برش اصطکاکی نسبت به صفحه برش مایل باشد، بطوری که نیروی برشی در آن ایجاد کشش کند:

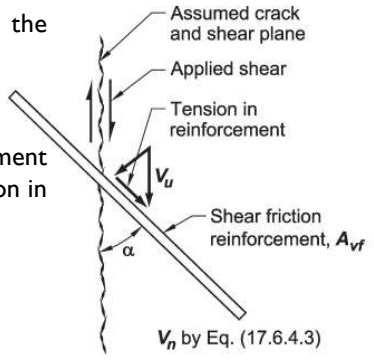
$$V_n = A_{vf} f_y (\mu \sin\alpha + \cos\alpha)$$

که در آن α زاویه میلگرد برشی اصطکاکی و صفحه برش است.

22.9.4.3 If shear-friction reinforcement is inclined to the shear plane and the shear force induces tension in the shear-friction reinforcement, nominal shear strength across the assumed shear plane shall be calculated by:

$$V_n = A_{vf} f_y (\mu \sin\alpha + \cos\alpha)$$

where α is the angle between shear-friction reinforcement and assumed shear plane, and μ is the coefficient of friction in accordance with Table 22.9.4.2.



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

مقدار حداکثر ظرفیت V_n در برش اصطکاکی نبایستی از مقادیر زیر بیشتر در نظر گرفته شود:

الف) برای بتنی که بصورت یکپارچه ریخته شده یا برای بتنی که در مجاورت بتن سخت شده با زبری سطحی و خراش به عمق تقریبی ۶ میلیمتر باشد، کمترین سه مقدار زیر:

$0.2f'_cA_c$

$(34 + 0.08f'_c)A_c$

$110A_c$

ب) برای حالات دیگر، کمترین دو مقدار زیر

$0.2f'_cA_c$

$55A_c$

روابط فوق بر حسب kg و cm میباشد.

صفحه 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

ACI318-14: 22.9.4.4 The value of V_n across the assumed shear plane shall not exceed the limits in Table 22.9.4.4. Where concretes of different strengths are cast against each other, the lesser value of fc′ shall be used in Table 22.9.4.4

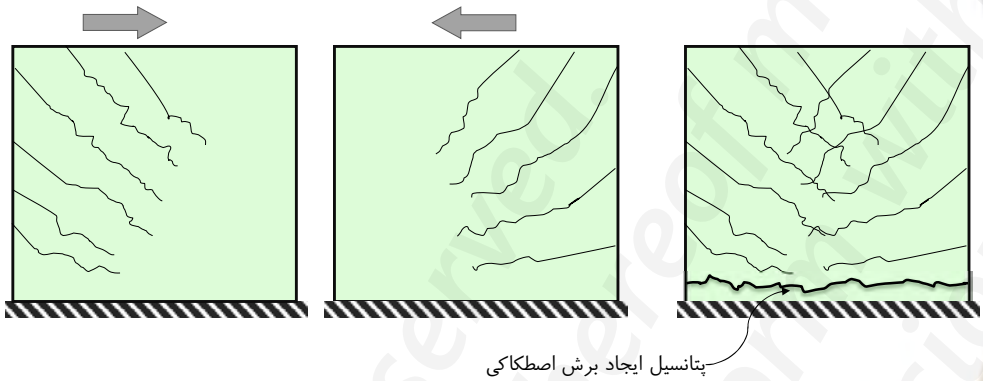
Table 22.9.4.4—Maximum Vn across the assumed shear plane

Condition	Maximum V_n (kg , cm)		
Normal weight concrete placed monolithically or placed against hardened concrete intentionally roughened to a full amplitude of approximately 6 mm.	Least of (a), (b), and (c)	$0.2f'_cA_c$	(a)
		$(34 + 0.08f'_c)A_c$	(b)
		$110A_c$	(c)
Other cases	Lesser of (d) and (e)	$0.2f'_cA_c$	(d)
		$55A_c$	(e)

A_c = area of concrete section resisting shear transfer,

صفحه ۳۴۶ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

مکان‌های محتمل برای ایجاد برش اصطکاکی می‌تواند مختلف باشد، نمونه آن برش اصطکاکی در دیوار و دیافراگم‌ها است.

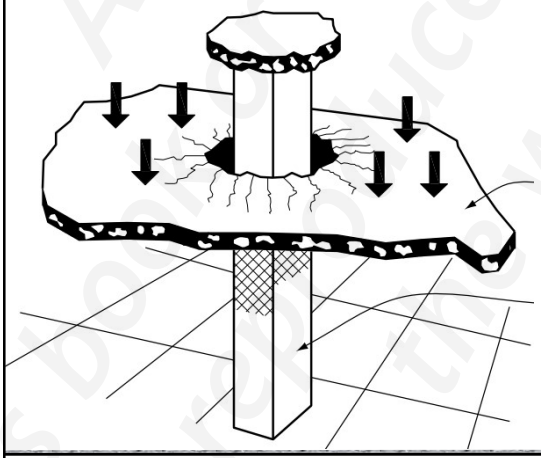


صفحه ۳۴۷ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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

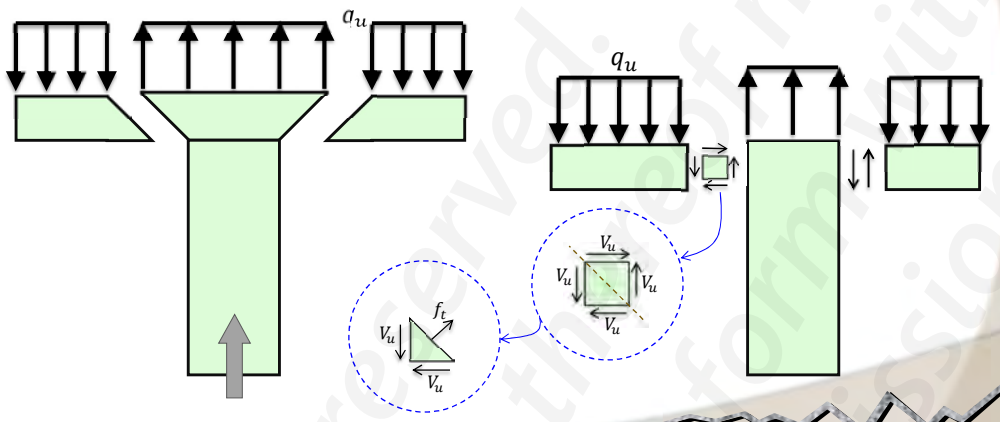
برش پانچ (Punching Shear)

برش پانچ معمولا در هنگامی که یک دال دو طرفه بدون استفاده از تیر به ستون متصل شده باشد، رخ میدهد. این مورد می‌تواند در مکان‌های دیگر از جمله پی نیز رخ دهد.



صفحه ۳۴۸ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

برای سادگی در تحلیل برش پانچ، ACI318 توزیع تنشی مطابق شکل زیر را برای تحلیل برش پانچ مجاز میداند. در این مکانیزم، پانچ در مقطع بحرانی صورت میگیرد.



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

*** مقطع بحرانی برای کنترل برش پانچ در دال:**

برش پانچ در یک مقطع بحرانی به فاصله d/2 از لبه تکیه‌گاه کنترل می‌شود.

22.6.4.2 For two-way members reinforced with headed

shear reinforcement or single- or multi-leg stirrups, a critical section with perimeter b_o located d/2 beyond the outermost peripheral line of shear reinforcement shall also be considered. The shape of this critical section shall be a polygon selected to minimize b_o.

برای ستون‌های مستطیلی و بارهای نقطه‌ای، سطح مقطع بحرانی بصورت مستطیلی به موازات لبه‌های ستون در نظر گرفته می‌شود.

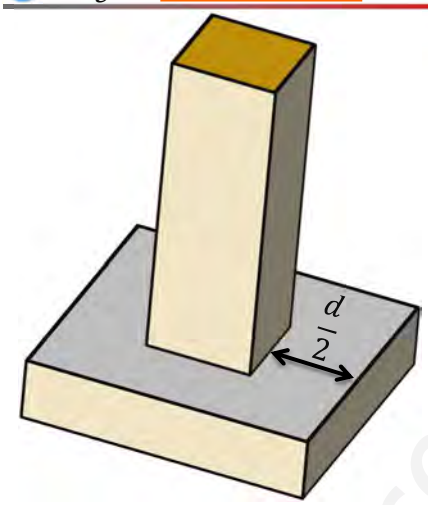
مقدار d، برابر متوسط عمق موثر در دو جهت در نظر گرفته می‌شود.

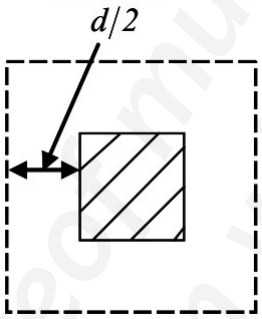
22.6.2.1 For calculation of v_c and v_s for two-way shear, d shall be the average of the effective depths in the two orthogonal directions.

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

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

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



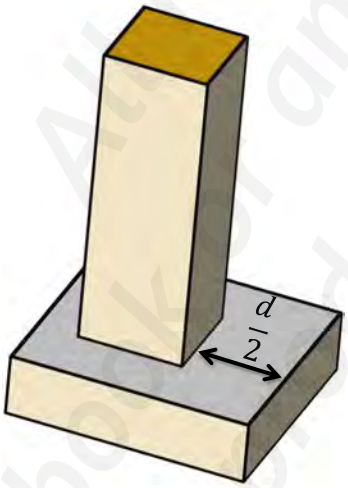


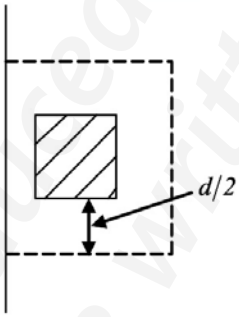
ستون میانی

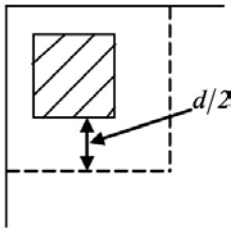
Interior Column

صفحه 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





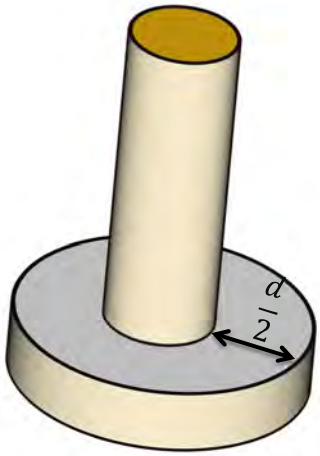


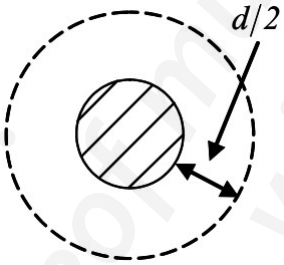
ستون لبه‌ای

Edge Column

صفحه 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



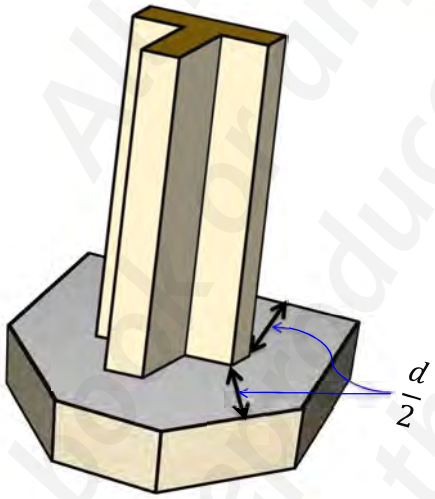


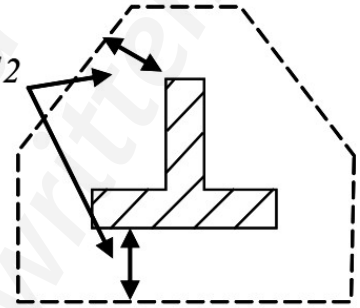
ستون دایره‌ای

Circular Column

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





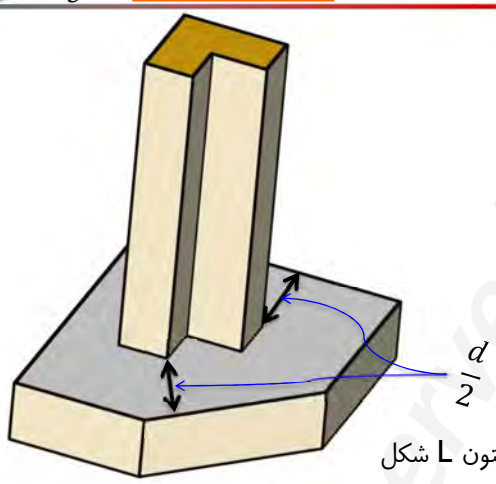
ستون T شکل

T-Shape Column

صفحه ۳۵۴ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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

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



ستون L شکل

L-Shape Column

L-Shape Column

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

❋ ظرفیت برش پانچ بتن:

مقدار ظرفیت برش پانچ بتن بصورت حداقل سه مقدار زیر تعیین می‌شود:

$$v_c = min \begin{cases} 0.53\left(1+\frac{2}{\beta}\right)\lambda\sqrt{f_c'} \\ 0.27\left(2+\frac{\alpha_s d}{b_0}\right)\lambda\sqrt{f_c'} \\ 1.1\lambda\sqrt{f_c'} \end{cases} \rightarrow \quad kg, cm$$

22.6.3.1 The value of sqrt(fc') used to calculate v_c for two-way shear shall not exceed 27 kg/cm^2.

$$v_c = min \begin{cases} 0.17\left(1+\frac{2}{\beta}\right)\lambda\sqrt{f_c'} \\ 0.083\left(2+\frac{\alpha_s d}{b_0}\right)\lambda\sqrt{f_c'} \\ 0.33\lambda\sqrt{f_c'} \end{cases} \rightarrow \quad N, mm$$

❋ مقدار جذر مقاومت مشخصه بتن استفاده شده در روابط فوق نباید از ۲۷ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع بیشتر شود.

صفحه ۳۵۶ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

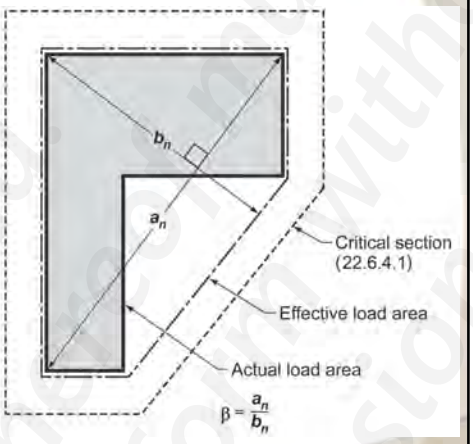
This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission. All rights reserved.

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

در این روابط β نسبت طول حداکثر به حداقل مقطع بحرانی و b_0 محیط چند ضلعی مقطع بحرانی است. در مثال زیر نحوه تعیین ضریب β برای یک سطح غیر مستطیلی شکل نشان داده شده است.

همچنین α_s یک ضریب مقیاس بوده که براساس مکان قرار گیری مقطع بحرانی تعیین می‌شود:

$$\alpha_s = \begin{cases} 40 & for\ interior\ columns, \\ 30 & for\ edge\ columns, and \\ 20 & for\ corner\ columns. \end{cases}$$



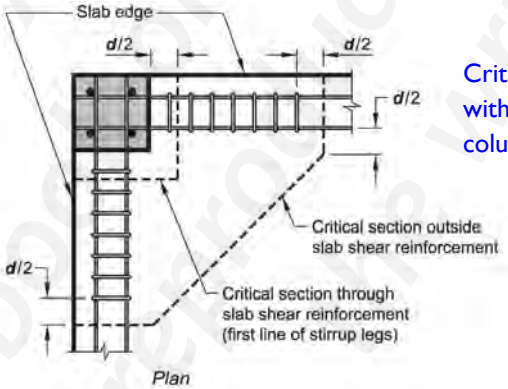
22.6.5.3 The value of α_s is 40 for interior columns, 30 for edge columns, and 20 for corner columns.

صفحه 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

در عملکرد یک طرفه، مقطع بحرانی در فاصله d از لبه سطح اثر بار متمرکز یا از وجه کتیبه و یا هر تغییر دیگر در ضخامت دال با تکیه‌گاه در تمام عرض دال در نظر گرفته شود.

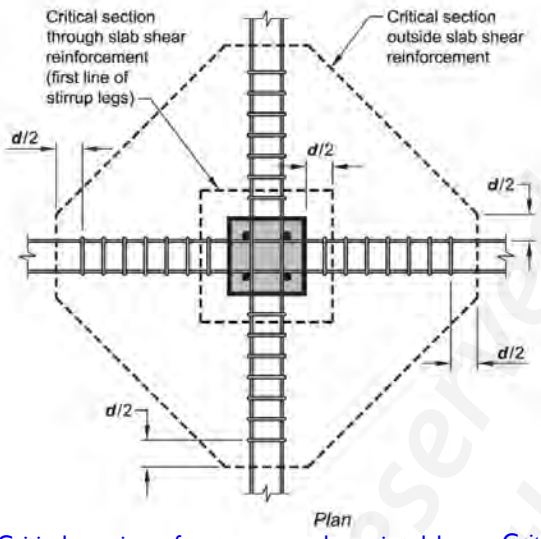
در عملکرد دو طرفه، مقطع بحرانی در این حالت سطح جانبی منشوری است که وجوه آن عمود بر سطح دال بوده و از لبه‌ها و گوشه‌های سطح اثر بار متمرکز یا تکیه‌گاه دارای فاصله ای برابر d/2 باشند.



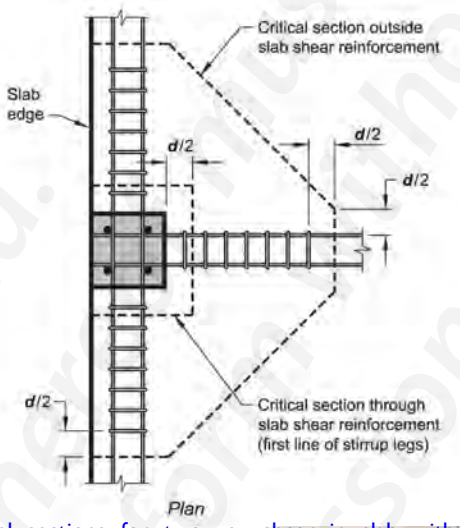
Critical sections for two-way shear in slab with shear reinforcement at corner column.

صفحه 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



Critical sections for two-way shear in slab with shear reinforcement at interior column



Critical sections for two-way shear in slab with shear reinforcement at edge column.

صفحه ۳۵۹ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

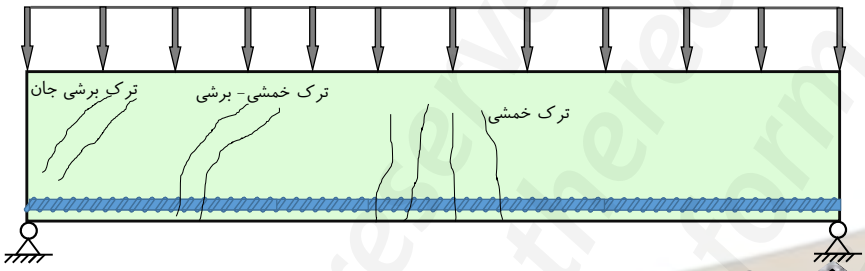
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

صفحه ۳۶۰ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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

فصل هفتم

خیز و کنترل عرض ترک



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

اعضای خمشی بتنی باید برای سرویس‌دهی و ایمنی طراحی شوند و محدودیت‌های آیین‌نامه برای آنها بررسی گردد.

برای تیرها باید دو معیار روبرو بررسی شود
- کنترل خیز
- کنترل ترک

میزان خیز مجاز به عوامل زیادی همچون، نوع ساختمان، وجود پارتیشن زیر دال یا تیر، شدت بار زنده و ... بستگی دارد. کنترل خیز دال یکی از پارامترهای اساسی در طراحی آن است.

حداقل ضخامت دال یکطرفه:

طبق بند ۹-۹-۳-۱-۱ مبحث نهم، برای دال‌های توپُر که به جدا کننده‌ها (تیغه‌ها) یا دیگر اجزای ساختمانی که احتمال دارد در اثر خیز زیاد آسیب ببینند، متصل نیستند، ضخامت کل دال، h نباید از مقادیر جدول زیر که برای بتن معمولی و فولاد با تنش تسلیم f_y=420 MPa تنظیم شده است، کمتر باشد؛ مگر آن که محاسبه‌ی خیز آنها بر اساس بند ۹-۹-۳-۲ انجام شود. برای برای تنش تسلیم غیر از 420 MPa مقادیر جدول باید در عبارت $(0.4+f_y/700)$ ضرب شوند.

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

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

حداقل ضخامت دال‌های یک طرفه‌ی توپر

شرایط تکیه گاهی	حداقل ضخامت، h
تکیه‌گاه ساده	l/20
یک انتهای ممتد	l/24
دو انتهای ممتد	l/28
طره (کنسولی)	l/10

برای دال‌های بتن آرمه‌ی ساخته شده با بتن سبک (با وزن مخصوص w_c، در محدوده ۱۴۴۰ تا ۱۸۴۰ کیلوگرم بر متر مکعب)، مقادیر جدول فوق، باید در بزرگترین مقدار (الف) و (ب) ضرب شوند:

الف) $1.65-0.003w_c$

ب) 1.09

 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 ارتفاع تیر برای عدم کنترل خیز برای تیرها

ویرایش ۹۹ مبحث نهم:

۹-۱۱-۲-۶ حداقل ارتفاع تیر

۹-۱۱-۲-۶-۱ در ساختمان‌های متعارف و تحت بارگذاری‌های معمول، در تیرهایی که ارتفاع آنها از مقادیر مندرج در جدول ۹-۱۱-۱ بیشتر است، محاسبه‌ی خیز (افتادگی) الزامی نمی‌باشد؛ به شرط آن که این تیرها به قطعات غیر سازه‌ای مانند تیغه‌ها متصل نباشند و یا آنها را نگه‌داری نکنند، و خیز زیاد در آنها خسارتی ایجاد نکند.

جدول ۹-۱۱-۱ حداقل ارتفاع تیر

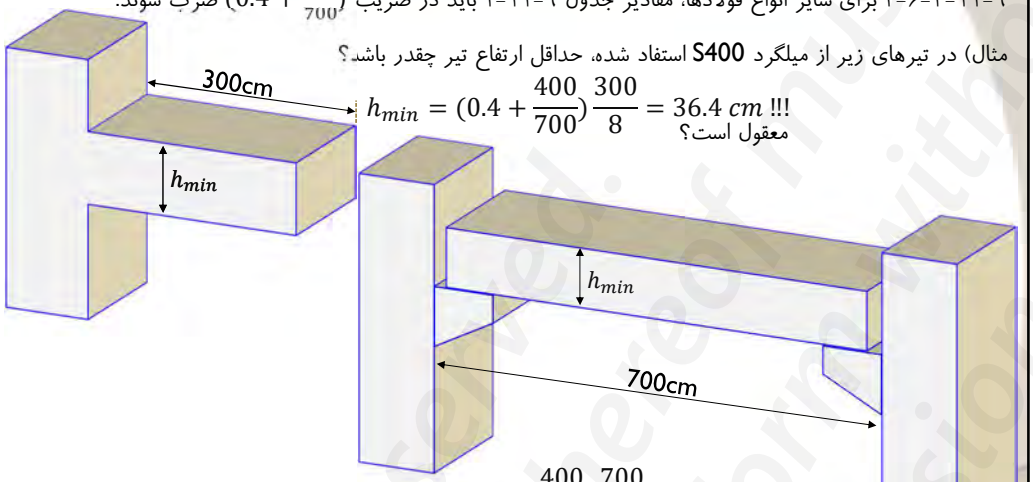
عضو	تکیه‌گاه‌های ساده	تکیه‌گاه‌های پیوسته از یک طرف	تکیه‌گاه‌های پیوسته از دو طرف	کنسول
تیرها یا تیرچه‌ها	$\frac{l}{16}$	$\frac{l}{18.5}$	$\frac{l}{21}$	$\frac{l}{8}$

تبصره: l در جدول طول آزاد دهانه‌ی تیر است. مقادیر جدول برای بتن معمولی و آرماتورهای با مقاومت تسلیم ۴۲۰ مگاپاسکال می‌باشند. برای سایر موارد، حداقل ارتفاع باید بر اساس ضوابط ۹-۱۱-۲-۶-۲ و ۹-۱۱-۲-۶-۳ تغییر یابد.

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

۹-۱۱-۲-۶-۲ برای سایر انواع فولادها، مقادیر جدول ۹-۱۱-۱ باید در ضریب $(0.4+\frac{f_y}{700})$ ضرب شوند.

مثال) در تیرهای زیر از میلگرد S400 استفاده شده، حداقل ارتفاع تیر چقدر باشد؟



$$h_{min}=(0.4+\frac{400}{700})\frac{300}{8}=36.4\ cm\ !!!$$

معقول است؟

$$h_{min}=(0.4+\frac{400}{700})\frac{700}{16}=42.5\ cm\ !!!$$

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

ویرایش ۹۲ مبحث نهم:

۹-۱۷-۲-۵ محدودیت تغییرشکل در تیرها و دال‌ها

۹-۱۷-۲-۵-۳ در ساختمان‌های متعارف و تحت بارگذاری‌های معمول در تیرها و دال‌های یکطرفه‌ای که ارتفاع یا ضخامت آنها از مقادیر مندرج در جدول شماره ۹-۱۷-۲ بیشتر است، محاسبه تغییرشکل الزامی نیست. مشروط بر آنکه این تیرها و دال‌ها بر قطعاتی غیرسازه‌ای مانند دیوارهای تقسیم که تغییر شکل زیاد در آنها خساراتی ایجاد کند، متصل نباشند و یا آنها را نگهداری نکنند.

جدول ۹-۱۷-۲ حداقل ارتفاع یا ضخامت تیر یا دال یکطرفه

عضو	با تکیه‌گاه‌های ساده	با تکیه‌گاه‌های پیوسته از یک طرف	با تکیه‌گاه‌های پیوسته از دو طرف	کنسول
تیرها یا دال‌های یکطرفه پشت بنددار	$\frac{l}{16}$	$\frac{l}{18.5}$	$\frac{l}{21}$	$\frac{l}{8}$
دال‌های یک‌طرفه توپر یا سقف‌های تیرچه و بلوک	$\frac{l}{20}$	$\frac{l}{20}$	$\frac{l}{28}$	$\frac{l}{10}$

جدول فوق برای فولاد طولی نوع S400 تنظیم شده و برای سایر انواع فولادها مقادیر باید در ضریب $(0.4+\frac{f_y}{700})$ ضرب شوند.

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

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

بتـن بـه دلیل خواص ذاتی خود مانند خزش و افت دچار تغییرشکل‌هایی می‌شود. مقدار این تغییرشکل‌ها در دراز مدت و تحت بارهای دائمی وارده بـه آن، چندین برابر تغییرشکل‌های اولیه می‌شود.

این قبیل تغییر شکل‌ها در حین بهره‌برداری و تحت کل بارمرده و درصدی از بار زنده بدون ضریب ایجاد می‌شوند. این تغییر شکل‌ها در محدوده الاستیک قرار داشته و با استفاده از روش‌های تحلیل سازه‌ای و روابط خطی که در مبحث نهم آمده می‌باشد، قابل محاسبه می‌باشد.

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

تعیین خیز آنی

خیز اعضای سازه ناشی از بارهای مرده به علاوه درصدی از بارهای زنده است. تعیین خیز آنی براساس رفتار الاستیک اعضای خمشی است. تغییرشکل الاستیک نیز تابعی از دهانه، بارهای اعمالی، ممان اینرسی مقطع و ضریب ارتجاعی مصالح است.

$$\Delta = f\left(\frac{WL}{EI}\right) = \alpha\left(\frac{wL^3}{EI}\right)$$

به عنوان مثال، برای یک تیر دو سر ساده، مقدار خیز برابر است با:

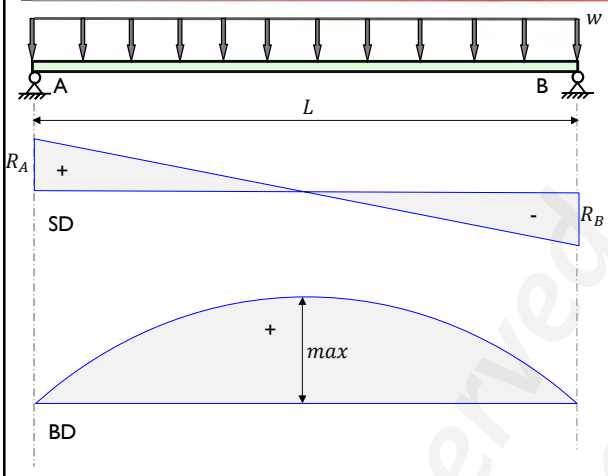
$$\Delta = \frac{5WL^3}{384EI} = \frac{5wL^4}{384EI}$$

که در آن W=wL کل بار اعمال است. در ادامه برای برخی تیرها با شرایط مرزی متفاوت، مقدار خیز آورده شده است:

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

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

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



تیر دو سر ساده تحت بار گسترده یکنواخت:

$$W = wL$$

$$R_A = R_B = V_A = V_B = \frac{W}{2}$$

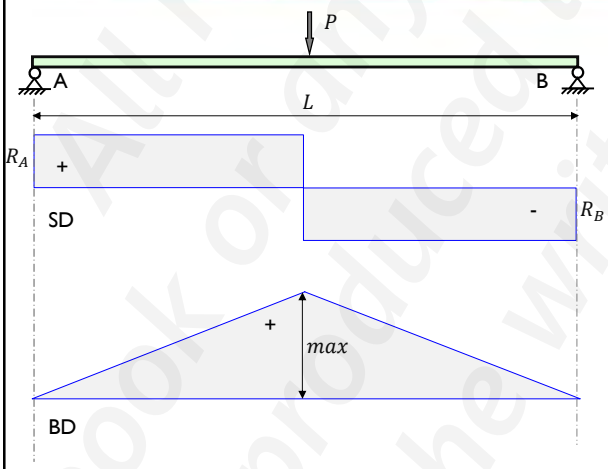
$$M_x = \frac{Wx}{2}\left(1 - \frac{x}{L}\right)$$

$$M_{max} = \frac{WL}{8}$$

$$\Delta_{max} = \frac{5WL^3}{384EI} = \frac{5wL^4}{384EI}$$

صفحه ۳۶۹ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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



تیر دو سر ساده تحت بار متمرکز در وسط:

$$R_A = R_B = V_A = V_B = \frac{P}{2}$$

$$M_{max} = \frac{PL}{4}$$

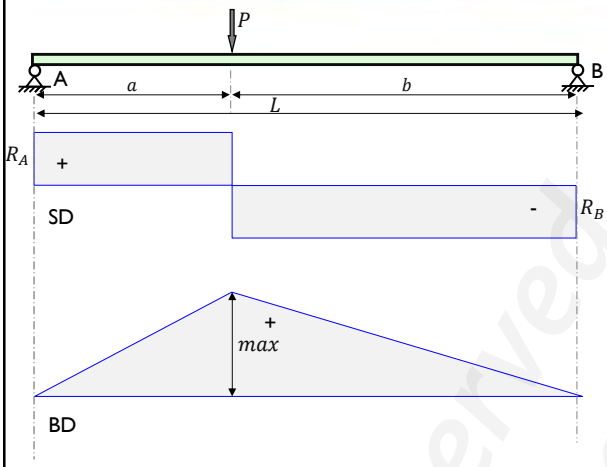
$$\Delta_{max} = \frac{PL^3}{48EI}$$

صفحه ۳۷۰ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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

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

تیر دو سر ساده تحت بار متمرکز در نقطه دلخواه:



$$R_A = V_A = \frac{Pb}{L}$$

$$R_B = V_B = \frac{Pa}{L}$$

$$M_{max} = \frac{Pab}{L}$$

$$\Delta_c = \frac{Pa^2b^2}{3EIL}$$

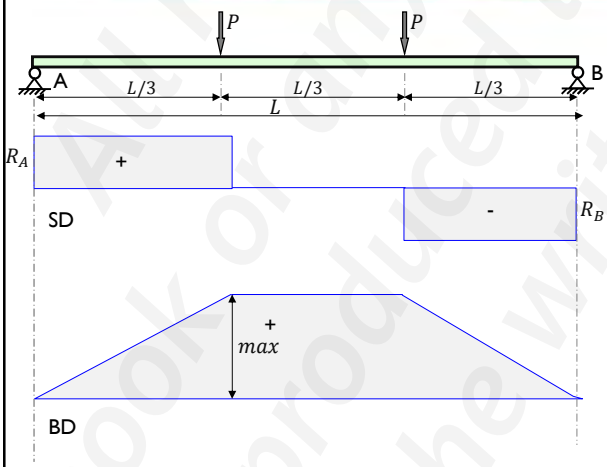
$$\Delta_{max} = \frac{PL^3}{48EI}\left[\frac{3a}{L} - 4\left(\frac{a}{L}\right)^3\right] \qquad a \geq b$$

$$at\ x = \sqrt{a(b+L)/3}$$

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

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

تیر دو سر ساده تحت بار متمرکز در یک سوم از دو انتها:



$$R_A = R_B = V_B = V_A = P$$

$$M_{max} = \frac{PL}{3}$$

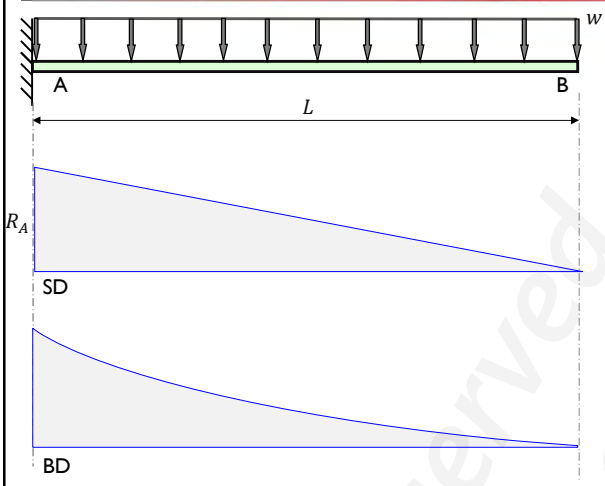
$$\Delta_{max} = \frac{23PL^3}{64EI}$$

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

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

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

تیر کنسولی تحت بار گسترده یکنواخت:

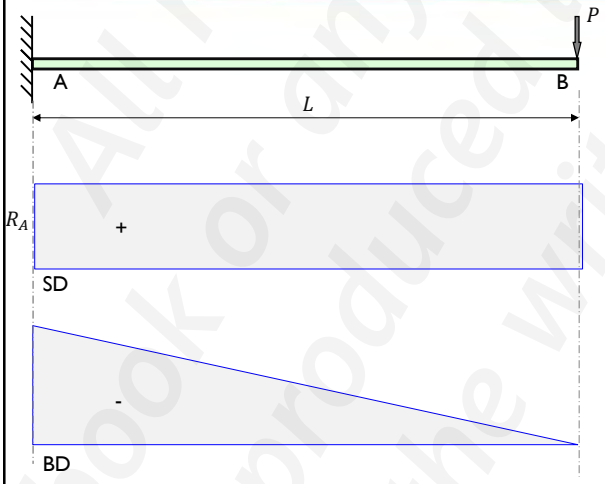


$$W = wL$$
$$R_A = V_A = W$$
$$M_A = \frac{WL}{2}$$
$$M_x = \frac{Wx^2}{2L}$$
$$\Delta_{B(max)} = \frac{WL^3}{8EI}$$

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

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

تیر کنسولی تحت بار گسترده یکنواخت:



$$R_A = V_A = P$$
$$M_{max} = PL$$
$$\Delta_{B(max)} = \frac{PL^3}{3EI}$$

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

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

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

ضریب ارتجاعی بتن:

طبق تعریفی که قبلا انجام شد، ضریب ارتجاعی بتن برابر است با:

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

نسبت مدولی بتن:

برای تبدیل مصالح فولادی به بتنی در یک مقطع از نسبت مدولی که برابر با نسبت ضریب ارتجاعی فولادی به بتن است، استفاده می‌شود.

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2 \times 10^5}{w_c^{1.5} 0.043 \sqrt{f'_c}} = \frac{2 \times 10^5}{2350^{1.5} \times 0.043 \sqrt{f'_c}} = \frac{40.8}{\sqrt{f'_c}} \quad (N, mm)$$

برای مقاومت بتن برابر ۲۵ مگاپاسکال: n=8.1 خواهد شد.

برای مقاومت بتن برابر ۳۰ مگاپاسکال: n=7.4 خواهد شد.

برای مقاومت بتن برابر ۳۵ مگاپاسکال: n=6.9 خواهد شد.

برای مقاومت بتن برابر ۴۰ مگاپاسکال: n=6.4 خواهد شد.

صفحه 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

لنگر ترک خوردگی

در حالتی که تیر در بارهای کمی باشد و لنگر در دورترین تار کششی آن کمتر از مدول گسیختگی f_r باشد، ترک در بتن رخ نمیدهد. به محض عبور تنش متوسط مقطع از این حد، تارهای کششی شروع به ترک خوردگی نموده و این ترک گسترش می‌یابد. بنابراین سه حالت ممکن است رخ دهد:

۱- حالتی که مقدار تنش کششی در مقطع از مدول گسیختگی کمتر بوده و ممان اینرسی کل مقطع ملاک خواهد بود.

$$f_t < f_r \quad \Rightarrow \quad I_g = \frac{bh^3}{12} \qquad f_r = 0.62\lambda\sqrt{f'_c} \quad (N, mm)$$

۲- حالتی که مقدار تنش کششی در مقطع به مدول گسیختگی رسیده و آغاز ترک خوردن در مقطع خواهد بود:

$$f_t = f_r = \frac{M_{cr} \times c}{I_g} \quad or \quad M_{cr} = f_r \frac{I_g}{c}$$

در این رابطه c فاصله دورترین تار کششی تا تار خنثی است.

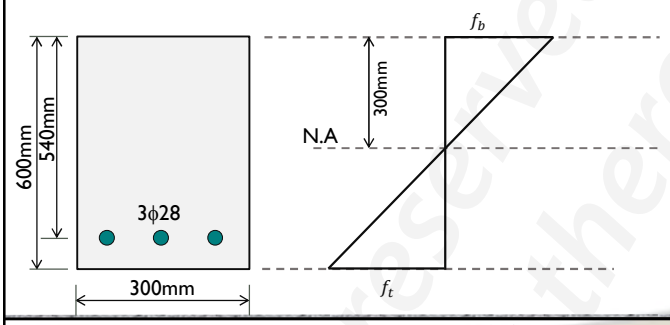
۳- وقتی مقدار لنگر اعمالی در مقطع زیاد شده و تنش کششی در دورترین تارها از مدول گسیختگی فراتر رفته و از بتن بخش کششی صرف نظر میشود. در این حالت باید از مقطع تبدیل یافته با ممان اینرسی I_{cr} استفاده نمود.

صفحه ۳۷۶ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

This book is copyrighted. All rights reserved. No part of this publication may be reproduced in any form without the written permission.

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

مثال) برای تیر با مقطع نشان داده شده در شکل زیر، مدول گسیختگی، ممان اینرسی کل مقطع و لنگر ترک خوردگی را تعیین نمایید. فرض کنید مقاومت مشخصه بتن برابر ۲۵ مگاپاسکال و تنش تسلیم میلگردها 400 MPa است.



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

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

محاسبه مدول گسیختگی:

$$f_r = 0.62\lambda\sqrt{f'_c} = 0.62 \times 1.0 \times \sqrt{25} = 3.1\ MPa$$

ممان اینرسی کل مقطع تیر:

$$I_g = \frac{bh^3}{12} = \frac{300 \times 600^3}{12} = 5.4 \times 10^9\ mm^4$$

لنگر ترک خوردگی مقطع:

$$f_r = 3.1\ MPa \qquad I_g = 5.4 \times 10^9\ mm^4 \qquad c = \frac{h}{2} = 300\ mm$$

$$\Rightarrow\ M_{cr} = f_r \frac{I_g}{c} = 3.1 \times \frac{5.4 \times 10^9}{300} = 55.8\ N.mm$$

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

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

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

ممان اینرسی

با افزایش لنگر خمشی در مقاطع تحت خمش، ممان اینرسی آن به سبب ترک خوردن کاهش پیدا می‌کند. بند ۹-۱۹-۲-۲-۲ مبحث نهم، رابطه ای برای تعیین ممان اینرسی موثر ارائه داده است. طبق این بند ممان اینرسی مؤثر اعضا، I_e، با استفاده از مشخصات مقطع و میزان ترک‌خوردگی آنها به کمک روابط زیر محاسبه می‌شود؛ مگر آن که از یک تحلیل جامعتری استفاده شود. در این روابط M_a لنگر سرویس است. این رابطه در ویرایش قبلی مبحث نهم متفاوت بود. در رابطه قبلی، برای تیرهای با آرماتور کم، مقادیر را دست پایین برآورد می‌کرد.

$$For \quad M_a \le \frac{2}{3}M_{cr} \quad \Rightarrow \quad I_e = I_g$$

$$For \quad M_a > \frac{2}{3}M_{cr} \quad \Rightarrow \quad I_e = \frac{I_{cr}}{1-\left(\frac{\frac{2}{3}M_{cr}}{M_a}\right)^2\left(1-\frac{I_{cr}}{I_g}\right)}$$

R24.2.3.5 The effective moment of inertia approximation, developed by Bischoff (2005), has been shown to result in calculated deflections that have sufficient accuracy for a wide range of reinforcement ratios (Bischoff and Scanlon 2007).

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

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

در این روابط M_{cr} لنگر خمشی ترک خوردگی مقطع بوده و بر اساس رابطه‌ی زیر است:

$$M_{cr} = f_r\frac{I_g}{y_t} \qquad f_r = 0.62\lambda\sqrt{f'_c}$$

که در این روابط:

M_a: حداکثر لنگر ناشی از بارهای بهره برداری که در محاسبه‌ی تغییر شکل منظور می‌شود.

I_g: ممان اینرسی مقطع ناخالص بتن حول محور ثقل بدون در نظر گرفتن آرماتورها

I_{cr}: ممان اینرسی مقطع ترک خورده‌ی تبدیل یافته به بتن

y_t: فاصله‌ی محور ثقل مقطع ناخالص، بدون منظور کردن میلگردها، از وجه کششی است.

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

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

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

همچنین محدودیت‌های زیر توسط آیین‌نامه در نظر گرفته می‌شود:

- طبق بند ۹-۱۹-۲-۲-۳، در تیرها و دال‌های یک طرفه‌ی پیوسته، ممان اینرسی موثر برابر با مقدار متوسط وزن‌دار ممان اینرسی‌های مؤثر عضو در وسط دهانه، I_{em}، و در بر تکیه‌گاه‌ها، I_{el} و I_{er}، و با استفاده از رابطه‌ی زیر تعیین می‌گردد:

$$I_e = \frac{1}{4}(I_{el} + 2I_{em} + I_{er})$$

- طبق بند ۹-۱۹-۲-۲-۴، در تیرها و دال‌های یک طرفه با مقطع یکنواخت منشوری، می‌توان ممان اینرسی موثر را برابر با مقدار آن در وسط دهانه در اعضای با تکیه‌گاه‌های ساده یا پیوسته، و بر روی تکیه‌گاه در اعضای طره‌ای، در نظر گرفت.

صفحه ۳۸۱ 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 تیرهای پیوسته، یک مقدار تقریبی برای تعیین I_e (برای مقاطع منشوری یا غیرمنشوری) را می‌توان به صورت زیر در نظر گرفت:

- برای تیر با دو انتها پیوسته:

$$Average\ I_e = 0.7I_{em} + 0.15(I_{el} + I_{er})$$

- برای تیر به یک انتها پیوسته:

$$Average\ I_e = 0.85I_{em} + 0.15(I_{con})$$

که در آن I_{em} ممان اینرسی موثر در وسط دهانه، I_{el} و I_{er} ممان اینرسی در دو انتهای تیر و I_{con} ممان اینرسی در انتهای پیوسته است. برای محاسبه مقادیر مثبت و منفی I_e پوش لنگرها باید ملاک عمل قرار گیرد.

در حالتی که تیر تحت بار متمرکز زیادی قرار داشته باشد، فقط باید ممان اینرسی موثر وسط دهانه ملاک قرار گیرد.

مبحث نهم رابطه زیر را پیشنهاد میدهد:

$$Average\ I_e = 0.5I_{em} + 0.25(I_{el} + I_{er})$$

صفحه ۳۸۲ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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

مشخصات مقطع:

برای محاسبه ممان اینرسی کل و ترک خورده مقطع، باید فاصله تار خنثی از تار فشاری مقطع مشخص باشد.

۱) ممان اینرسی کل مقطع I_g (با صرف نظر از آرماتورها)

الف) برای مقطع مستطیلی به عرض b و عمق کلی h:

$$I_g = \frac{bh^3}{12}$$

ب) برای مقطع T شکل با عرض بال b، عرض جان b_w، ضخامت بال t، مقدار y فاصله تار خنثی تا بال بالایی مقطع برابر است با:

$$y = \frac{(bt^2/2) + b_w(h-t)[(h-t)/2]}{bt + b_w(h-t)}$$

همچنین برای ممان اینرسی کل داریم:

$$I_g = \left[\frac{bt^3}{12} + bt\left(y - \frac{t}{2}\right)^2\right] + \left[\frac{b_w(y-t)^3}{3}\right] + \left[\frac{b_w(h-y)^3}{3}\right]$$

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

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

۲) ممان اینرسی ترک خورده I_{cr}: در صورتی x فاصله تار خنثی از دورترین تار فشاری (x=kd) باشد:

الف) برای مقطع مستطیلی با فولادی کششی A_s و بدون فولاد فشاری:

ابتدا مقدار x از رابطه اول محاسبه شده و با استفاده از رابطه دوم، ممان اینرسی ترک خورده تعیین شود:

$$\frac{bx^2}{2} - nA_s(d-x) = 0$$

$$I_{cr} = \frac{bx^3}{3} + nA_s(d-x)^2$$

ب) برای مقطع مستطیلی با فولادی کششی A_s و فولاد فشاری A'_s:

ابتدا مقدار x از رابطه اول محاسبه شده و با استفاده از رابطه دوم، ممان اینرسی ترک خورده تعیین شود:

$$\frac{bx^2}{2} + (n-1)A'_s(x-d') - nA_s(d-x) = 0$$

$$I_{cr} = \frac{bx^3}{3} + (n-1)A'_s(x-d')^2 + nA_s(d-x)^2$$

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

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

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

پ) برای مقطع T شکل با فولادی کششی A_s و بدون فولاد فشاری:

ابتدا مقدار x از رابطه اول محاسبه شده و با استفاده از رابطه دوم، ممان اینرسی ترک خورده تعیین شود:

$$bt\left(x-\frac{t}{2}\right)+b_w\frac{(x-t)^2}{2}-nA_s(d-x)=0$$

$$I_{cr}=\left[\frac{bt^3}{12}+bt\left(x-\frac{t}{2}\right)^2\right]+\left[b_w\frac{(x-t)^3}{3}\right]+nA_s(d-x)^2$$

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

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

تعیین خیز بلند مدت

خیز بلند مدت عمدتا ناشی از خزش و انقباض بتن در یک زمان طولانی تحت بارهای ثابت است. این خیز تحت تاثیر دمای بتن، زمان، عمل آوری بتن، آرماتورهای فشاری و شدت بارهای ثابت قرار دارد. طبق بند ۹-۱۹-۲-۲-۵ مبحث نهم، تغییر مکان اضافی ناشی از وارفتگی (خزش) و جمع شدگی (افت یا انقباض) بتن در اعضای خمشی در طول زمان را که تغییر مکان دراز مدت نامیده می‌شود، در صورت عدم استفاده از روش‌های تحلیلی دقیقتر، می‌توان از حاصل ضرب تغییر مکان آنی ناشی از بارهای دائمی در ضریب λ_Δ بدست آورد.

$$\lambda_\Delta=\frac{\zeta}{1+50\rho'}$$

که در این رابطه $\rho'=\frac{A'_s}{bd}$، نسبت فولاد فشاری در مقطع وسط دهانه در اعضای با تکیه‌گاه‌های ساده یا سراسری، و در مقطع تکیه‌گاه در اعضای طره‌ای است. مقدار ضریب وابسته به زمان بارهای دائمی، ζ باید از جدول زیر تعیین شود:

زمان (بر حسب ماه)	1	3	6	12	24	36	48	بیش از ۶۰ ماه
ζ	0.5	1.0	1.2	1.4	1.7	1.8	1.9	2.0

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

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

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

تعیین خیز کلی

خیز کل برابر با خیز آنی + خیز دراز مدت است.

به عنوان مثال اگر درصد میلگرد فشاری برابر ۱٪ در نظر گرفته شود برای یک دوره زمانی ۵ ساله، مقدار ضریب خیز آنی برابر است با:

$$\lambda_\Delta = \frac{\zeta}{1+50\rho'} = \frac{2}{1+50\times 0.01} = 1.33$$

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

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

خیز مجاز

ضوابط مبحث نهم، خیز مجاز را بصورت زیر پیشنهاد می‌دهد:

انواع عضو	تغییرمکان مورد نظر	حد تغییر مکان	ملاحظات
۱- بام‌های تخت که به اعضای غیر سازهای متصل نیستند یا آن‌ها را نگهداری نمی‌کنند؛ و بنا براین تغییر مکان زیاد آسیبی در این اعضا ایجاد نمی‌کند.	تغییر مکان آنی ناشی از بارهای زنده	l/180	-
۲- مانند بالا در مورد کف‌ها		l/360	
۳- بام‌ها یا کف‌هایی که به اعضای غیر سازه‌ای متصل هستند یا آنها را نگهداری می‌کنند؛ و تغییر مکان زیاد ممکن است آسیبی در این اعضا ایجاد کند.	آن قسمت از تغییر مکان که بعد از اتصال اعضای غیر سازه‌ای ایجاد می‌شود. منظور مجموع اضافه تغییر-مکان دراز مدت ناشی از بارهای دائمی و تغییر مکان آنی ناشی از بارهای زنده است (تبصره۳).	l/480	تبصره ۱
۴- بام‌ها یا کف‌هایی که به اعضای غیرسازه‌ای متصل هستند یا آنها را نگهداری می‌کنند، ولی تغییر مکان زیاد آسیبی در این اعضا ایجاد نمی‌کند.		l/240	تبصره ۲

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

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

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

تبصره ۱- در صورتی که بتوان با اتخاذ تدابیری ویژه از ایجاد آسیب به اعضای غیرسازه‌ای جلوگیری کرد، حد مربوط به این محدودیت را می‌توان افزایش داد.

تبصره ۲- حد تعیین شده نباید از حد روا داری قطعات غیر سازه‌ای تجاوز کند.

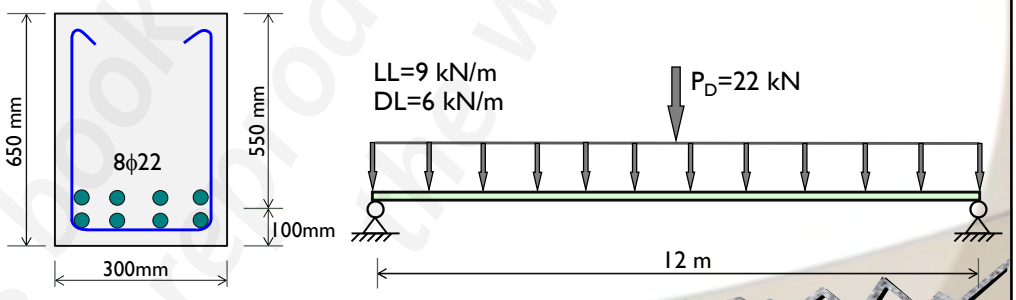
تبصره ۳- اضافه تغییر مکان دراز مدت شامل آن قسمت از تغییر مکان که قبل از اتصال به اعضای غیرسازهای ایجاد شده است، نمی‌شود؛ و در حقیقت تفاضل تغییر مکان، قبل و بعد از اتصال این اعضا می‌باشد.

نکته: طبق بند ۹-۱۹-۲-۴-۲، در ساختمان‌های متعارف مسکونی، اداری و تجاری رعایت محدودیت‌های شماره‌های ۲ و ۴ از جدول قبل، کافی تلقی می‌شود.

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

مثال) برای تیر دو سر ساده نشان داده شده در شکل زیر، مقدار خیز آنی و دراز مدت، در وسط دهانه را تعیین کنید. شدت بار گسترده خطی مرده روی تیر ۶ کیلونیوتن بر متر و شدت بار گسترده خطی زنده برابر ۹ کیلونیوتن بر متر و مقدار بار متمرکز مرده در میانه تیر برابر ۲۲ کیلونیوتن در نظر گرفته شود. فرض کنید مقاومت مشخصه بتن برابر ۲۵ مگاپاسکال و تنش تسلیم میلگردها 400 MPa است.



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

۱) ابتدا براساس حداقل ضوابط مبحث نهم، عمق تیر بررسی می‌شود:

$$\text{حداقل عمق کلی تیر} = \frac{L}{16} = \frac{12000}{16} = 750\ mm > 650\ mm$$

بنابراین باید مقدار خیز را دقیق محاسبه کنیم.

۲) خیز در وسط دهانه تحت بارهای گسترده و متمرکز برابر است با:

$$\Delta = \Delta_1 + \Delta_2 = \frac{5wL^4}{384E_cI_e} + \frac{PL^3}{48E_cI_e}$$

۳) محاسبه ضریب ارتجاعی

$$E_c = w_c^{1.5}0.043\sqrt{f_c'} = 2350^{1.5} \times 0.043\sqrt{25} = 24493\ MPa$$

۴) برای محاسبه ممان اینرسی موثر بایستی مقدار M_a در برابر M_{cr} را داشته باشیم.

$$For\ \ M_a \le \frac{2}{3}M_{cr} \quad \Rightarrow \quad I_e = I_g$$

$$For\ \ M_a > \frac{2}{3}M_{cr} \quad \Rightarrow \quad I_e = \frac{I_{cr}}{1 - \left(\frac{\frac{2}{3}M_{cr}}{M_a}\right)^2 \left(1 - \frac{I_{cr}}{I_g}\right)}$$

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

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

$$M_a = \frac{wL^2}{8} + \frac{PL}{4} = \frac{(9+6)12^2}{8} + \frac{22 \times 12}{4} = 270 + 66 = 336\ kN.m$$

$$I_g = \frac{bh^3}{12} = \frac{300 \times 650^3}{12} = 6.86 \times 10^9\ mm^4$$

$$f_r = 0.62\lambda\sqrt{f_c'} = 0.62 \times 1.0 \times \sqrt{25} = 3.1\ MPa$$

$$y_t = \frac{h}{2} = 325\ mm$$

$$\Rightarrow\ M_{cr} = f_r\frac{I_g}{c} = 3.1 \times \frac{6.86 \times 10^9}{325} = 65.48\ kN.m$$

ممان اینرسی ترک خوردگی مقطع محاسبه می‌شود.

$$\frac{bx^2}{2} - nA_s(d-x) = 0 \qquad n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2 \times 10^5}{24493} = 8$$

$$A_s = \frac{8 \times \pi \times 22^2}{4} = 3041\ mm^2$$

$$\frac{300x^2}{2} - 8 \times 3041(550 - x) = 0 \quad \Rightarrow \quad 150x^2 + 24328x - 13.38 \times 10^6 = 0$$

$$\Rightarrow x = 228\ mm$$

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

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

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

$$I_{cr} = \frac{bx^3}{3} + nA_s(d-x)^2 = \frac{300 \times 228^3}{3} + 8 \times 3041(550-228)^2 = 3.7 \times 10^9\ mm$$

کنترل M_a:

$$M_a = 336\ kN.m$$

$$\frac{2}{3}M_{cr} = \frac{2}{3} \times 65.48 = 43.65\ kN.m$$

بنابراین:

$$\Rightarrow M_a > \frac{2}{3}M_{cr}$$

$$For\ \ M_a > \frac{2}{3}M_{cr} \quad \Rightarrow \quad I_e = \frac{I_{cr}}{1 - \left(\frac{\frac{2}{3}M_{cr}}{M_a}\right)^2 \left(1 - \frac{I_{cr}}{I_g}\right)}$$

$$= \frac{3.7 \times 10^9}{1 - \left(\frac{43.65}{336}\right)^2 \left(1 - \frac{3.7 \times 10^9}{6.86 \times 10^9}\right)} = 3.73 \times 10^9\ mm^4$$

 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) محاسبه خیز آنی:

$$\Delta_1 = \frac{5wL^4}{384E_cI_e} = \frac{5 \times (9+6) \times 12000^4}{384 \times 24493 \times 3.73 \times 10^9} = 44.3\ mm$$

$$\Delta_2 = \frac{PL^3}{48E_cI_e} = \frac{(22000) \times 12000^3}{48 \times 24493 \times 3.73 \times 10^9} = 8.67\ mm$$

$$Total\ immediate\ deflection = \Delta = \Delta_1 + \Delta_2 = 44.3 + 8.67 = 52.97\ mm$$

۶) مقایسه خیز آنی با مقدار مجاز آن: با توجه به شدت بار زنده گسترده روی تیر برابر با ۹ کیلونیوتن بر متر، مقدار خیز ناشی از بارهای زنده برابر **(9/15)44.3=26.58 mm** خواهد بود. با توجه به جدول خیز مجاز، با فرض آنکه زیر تیر دیوار پارتیشن وجود ندارد، داریم:

$$\frac{L}{360} = \frac{12000}{360} = 33.3\ mm > 26.58\ mm$$

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

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

۷) محاسبه خیز بلند مدت: با فرض ضریب خیز بلند مدت برابر با ۲ و مشارکت ٪۲۰ بارهای زنده در خیز بلند مدت داریم:

$$\Delta_1 = \frac{5wL^4}{384E_cI_e} = \frac{5 \times (0.2 \times 9 + 6) \times 12000^4}{384 \times 24493 \times 3.73 \times 10^9} = 23\ mm$$

$$\Delta_2 = \frac{PL^3}{48E_cI_e} = \frac{(22000) \times 12000^3}{48 \times 24493 \times 3.73 \times 10^9} = 8.67\ mm$$

$$Total\ immediate\ deflection\ due\ to\ sustained\ loads = \Delta = \Delta_1 + \Delta_2 = 23 + 8.67 = 31.7\ mm$$

بنابراین اضافه خیز بلند مدت برابر است با:

$$\lambda_\Delta = \frac{\zeta}{1 + 50\rho'} = \frac{2}{1 + 50 \times 0} = 2$$

$$Additional\ long - time\ deflection = 2 \times 31.7 = 63.44$$

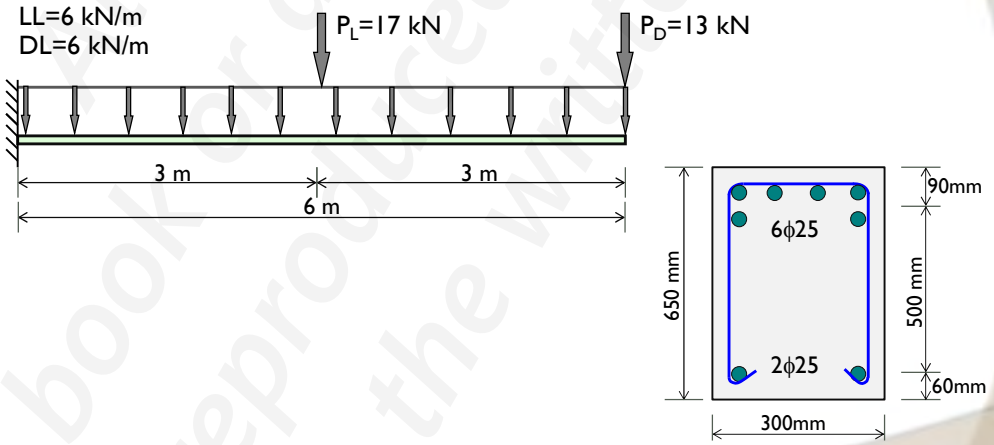
بنابراین خیز بلند مدت برابر است با:

$$Total\ long - time\ deflection = 52.97 + 63.44 = 116.41\ mm > \frac{L}{240} = \frac{12000}{240} = 50\ mm \quad Not\ Ok$$

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

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

مثال) خیز آنی و درازمدت یکساله، در انتهای کنسول نشان داده شده در شکل زیر را تعیین نمایید. فرض کنید مقاومت مشخصه بتن برابر ۲۵ مگاپاسکال و تنش تسلیم میلگردها 400 MPa است.



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

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

۱) حداقل عمق کنسول برای عدم کنترل خیز (توصیه نمی‌شود):

$$Minimum\ depth = \frac{L}{8} = \frac{6000}{8} = 750\ mm > 650\ mm$$

بنابراین باید خیز محاسبه شود. خیز تیر تحت بارهای اعمالی بصورت زیر است:

$\Delta_1 = \frac{wL^4}{8EI}$ تحت بار مرده گسترده خطی

$\Delta_2 = \frac{P_D L^3}{3EI}$ تحت بار مرده متمرکز در نوک

$\Delta_3 = \frac{P_L a^2}{6EI}(3L - a)$ تحت بار زنده متمرکز در فاصله a از انتهای گیردار

۲) ضریب ارتجاعی بتن برابر است با:

$$E_c = w_c^{1.5} 0.043 \sqrt{f_c'} = 2350^{1.5} \times 0.043 \sqrt{25} = 24493\ MPa$$

۳) حداکثر لنگر در انتهای گیردار تیر:

$$M_a = \frac{wL^2}{2} + P_D \times 6 + P_L \times 3 = \frac{(6+6)6^2}{2} + 13 \times 6 + 17 \times 3 = 345\ kN.m$$

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

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

۴) ممان اینرسی کل مقطع (با صرف نظر از فولاد):

$$I_g = \frac{bh^3}{12} = \frac{300 \times 650^3}{12} = 6.86 \times 10^9\ mm^4$$

$$f_r = 0.62\lambda\sqrt{f_c'} = 0.62 \times 1.0 \times \sqrt{25} = 3.1\ MPa$$

۵) محاسبه لنگر ترک خوردگی

$$y_t = \frac{h}{2} = \frac{650}{2} = 325\ mm$$

$$\Rightarrow M_{cr} = f_r \frac{I_g}{c} = 3.1 \times \frac{6.86 \times 10^9}{325} = 65.48\ kN.m$$

۶) تعیین موقعیت تار خنثی و ممان اینرسی ترک خوردگی مقطع:

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2 \times 10^5}{24493} = 8$$

$$A_s = \frac{6 \times \pi \times 25^2}{4} = 2945\ mm^2$$

$$A_s' = \frac{2 \times \pi \times 25^2}{4} = 981\ mm^2$$

$$\frac{bx^2}{2} + (n-1)A_s'(x - d') - nA_s(d - x) = 0$$

$$\Rightarrow \frac{300 \times x^2}{2} + (7)981(x - 90) - 8 \times 2945(560 - x) = 0$$

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

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

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

$$\Rightarrow 150x^2 + 30427x - 13.81 \times 10^6 = 0 \quad \Rightarrow \quad x = 218\ mm$$

$$I_{cr} = \frac{bx^3}{3} + (n-1)A'_s(x-d')^2 + nA_s(d-x)^2$$

$$= \frac{300 \times 218^3}{3} + (7)981(218-90)^2 + 8 \times 2945(560-218)^2 = 3.9 \times 10^9\ mm^4$$

۷) تعیین ممان اینرسی موثر:

$$M_a = 345\ kN.m$$

$$\frac{2}{3}M_{cr} = \frac{2}{3} \times 65.48 = 43.65\ kN.m$$

$$\Rightarrow M_a > \frac{2}{3}M_{cr}$$

$$For \quad M_a > \frac{2}{3}M_{cr} \quad \Rightarrow \quad I_e = \frac{I_{cr}}{1 - \left(\frac{\frac{2}{3}M_{cr}}{M_a}\right)^2 \left(1 - \frac{I_{cr}}{I_g}\right)}$$

$$= \frac{3.9 \times 10^9}{1 - \left(\frac{43.65}{345}\right)^2 \left(1 - \frac{3.9 \times 10^9}{6.86 \times 10^9}\right)} = 3.92 \times 10^9\ mm^4$$

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

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

۸) تعیین خیز ناشی از بارهای اعمالی:

$$\Delta_1 = \frac{wL^4}{8EI} = \frac{(6+6) \times 6000^4}{8 \times 24493 \times 3.92 \times 10^9} = 20\ mm$$ تحت بار مرده و زنده گسترده خطی

$$\Delta_1 = \frac{wL^4}{8EI} = \frac{(6+0.2 \times 6) \times 6000^4}{8 \times 24493 \times 3.92 \times 10^9} = 12\ mm$$ تحت بار مرده و ۲۰٪ زنده گسترده خطی

$$\Delta_2 = \frac{P_D L^3}{3EI} = \frac{13000 \times 6000^3}{3 \times 24493 \times 3.92 \times 10^9} = 9.7\ mm$$ تحت بار مرده اعمالی به نوک تیر

$$\Delta_3 = \frac{P_L a^2}{6EI}(3L-a) = \frac{17000 \times 3000^2}{6 \times 24493 \times 3.92 \times 10^9}(3 \times 6000 - 3000) = 4\ mm$$

تحت بار زنده اعمالی به میانه تیر

$$\text{The total immediate deflection} = \Delta_s = \Delta_1 + \Delta_2 + \Delta_3 = 20 + 9.7 + 4 = 33.7\ mm$$

$$\frac{L}{360} = \frac{6000}{360} = 16\ mm < 33.7\ mm \qquad Not\ OK$$

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

This book is copyrighted. No part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

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

۹) تعیین خیز بلند مدت یکساله: برای زمان یکسال، مقدار ζ=1.4 است.

$$\rho' = \frac{A'_s}{bd} = \frac{981}{300 \times 560} = 0.0058$$

$$\lambda_\Delta = \frac{\zeta}{1 + 50\rho'} = \frac{1.4}{1 + 50 \times 0.0058} = 1.08$$

Total immediate deflection Δs due to sustained load $= 12 + 9.7 + 0.2 \times 4 = 22.5\ mm$

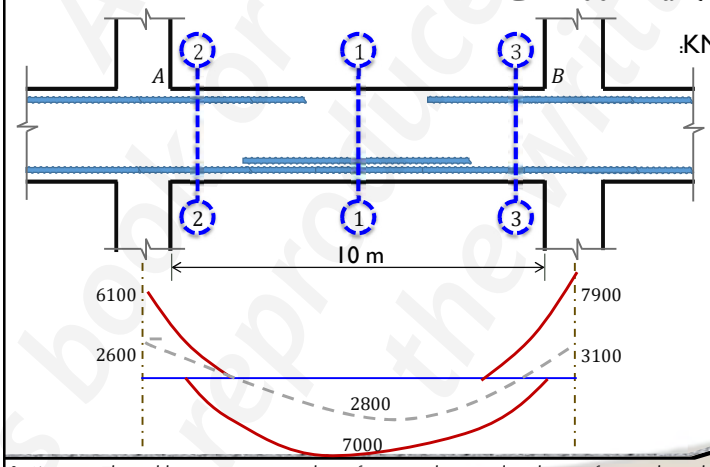
Additional long−time deflection $= 1.08 \times 22.5 = 24.3\ mm$

Total long−time deflection $= 33.7 + 24.3 = 58\ mm > \frac{L}{240} = \frac{6000}{240} = 25\ mm$ *No Ok*

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

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

مثال) خیز آنی برای تیر زیر را تعیین نمایید. تیر به صورت پیوسته بوده و شدت بار گسترده روی تیر برابر ناشی از بار مرده برابر ۶۰ کیلونیوتن بر متر و شدت بار گسترده روی تیر ناشی از بار زنده برابر ۵۰ کیلونیوتن بر متر در نظر گرفته شود. فرض کنید n=9.2، مقاومت مشخصه بتن برابر ۲۵ مگاپاسکال و تنش تسلیم میلگردها 400 MPa است.



لنگر در مقاطع مختلف بر حسب KN.m:

لنگر وسط دهانه:

M_D=2800 M_{D+L}=7000

لنگر تکیه‌گاه سمت چپ:

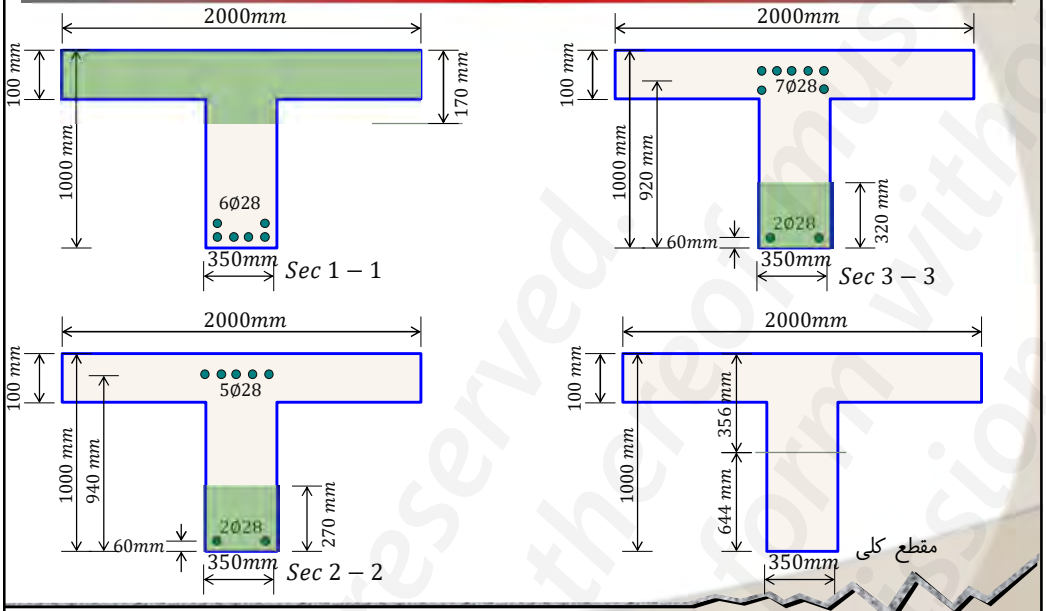
M_D=2600 M_{D+L}=6100

لنگر تکیه‌گاه سمت راست:

M_D=3100 M_{D+L}=7900

 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 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

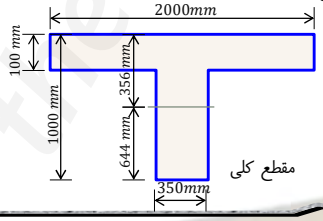
۱) تیر AB تحت لنگر مثبت در میانه دهانه است که باعث ایجاد خیز به سمت پایین در وسط دهانه می‌شود و در دو انتها تحت لنگر منفی است که باعث ایجاد خیز به سمت بالا در وسط دهانه می‌شود. در یک تیر پیوسته ممان اینرسی موثر برابر با مقدار متوسط لنگرهای مثبت و منفی در نظر گرفته شود. بنابراین باید سه مقطع از تیر بررسی شود، یک مقطع در وسط تیر و دو مقطع در دو انتهای تیر.

۲) محاسبه ممان اینرسی موثر: برای مقطع کل مقدار kd یا فاصله تار خنثی از بالا، داریم:

$$kd = \frac{2000 \times 100 \times 50 + 900 \times 350 \times 550}{2000 \times 100 + 900 \times 350} = 356\ mm$$

$$I_g = \frac{2000 \times 100^3}{12} + (2000 \times 100 \times (356 - 50)^2) + 350 \times \frac{256^3}{3} + 350 \times \frac{644^3}{3}$$

$$= 5.2 \times 10^{10}\ mm^4$$



صفحه ۴۰۴ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

برای تمام مقاطع، مدول گسیختگی و ضریب ارتجاعی بتن برابر است با:

$E_c = w_c^{1.5} 0.043 \sqrt{f_c'} = 2350^{1.5} \times 0.043 \sqrt{25} = 24493\ MPa$

$f_r = 0.62 \lambda \sqrt{f_c'} = 0.62 \times 1.0 \times \sqrt{25} = 3.1\ MPa$

حال برای هر مقطع از تیر، مقدار ممان اینرسی موثر و لنگر ترک خوردگی را تعیین می‌کنیم:

مقطع	kd (mm)	I_{cr} (mm⁴)	y_t (mm)	M_{cr} (kN.m)	I_e (DL+0.2LL)	I_e (DL+LL)
میانی	170	2×10^{10}	664	216	2.45×10^{10}	2.07×10^{10}
تکیه گاه A	290	1.4×10^{10}	356	392	4.75×10^{10}	1.64×10^{10}
تکیه گاه B	330	1.67×10^{10}	356	392	3.48×10^{10}	1.82×10^{10}

$Average\ I_e = 0.5 I_{em} + 0.25(I_{el} + I_{er}) = 0.5 \times (2.07 \times 10^{10}) + 0.25(1.64 \times 10^{10} + 1.82 \times 10^{10}) = 1.9 \times 10^{10}\ mm^4$

روش سریع برای کنترل خیز

طبق بند ۹-۶-۶-۲-۲ مبحث نهم، در تحلیل برای تعیین تغییر شکل‌های آنی و بلند مدت بارهای قائم بهره‌برداری، باید از ضوابط فصل ۹-۱۹ استفاده نمود. همچنین می‌توان مقادیر تغییر شکل‌های آنی را با استفاده از ممان اینرسی **I.4** برابر مقدار **I** که بر اساس بند ۹-۶-۵-۳-۱ و یا هر روش دقیقتر تحلیلی دیگری به دست آمده، محاسبه نمود. مقدار **I** در هر حال نباید بزرگتر از I_g در نظر گرفته شود.

برای این کار در مدل ETABS یک Save as بگیرید و در فایل جدید تیرها را انتخاب نمایید و از مسیر Assign menu > Frame > Property Modifiers ضریب کاهش سختی را برای آنها برابر **I.4×0.35=0.5** وارد کنید.

ترکیب بار ثقلی متناسب با کنترل خیز را از مسیر Define menu > Load Combinations ایجاد کنید.

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

برای این منظور می‌توان به صورت محافظه‌کارانه با فرض λ=2.0 (با صرف نظر از آرماتور فشاری) و با فرض مشارکت ۲۰٪ بارهای زنده، داریم:

$$\left.\begin{array}{c}\Delta_{\text{آنی}}=(\Delta_D+\Delta_L)\\ \Delta_{\text{بلندمدت}}=(\Delta_D+0.2\Delta_L)\\ \lambda=2.0\end{array}\right\}\Delta_{Total}=\left(\Delta_{\text{آنی}}\right)+\lambda\left(\Delta_{\text{بلندمدت}}\right)=3\Delta_D+1.4\Delta_L$$

حال خیز تیرها را ببینید و با مقدار خیز مجاز آنها مقایسه کنید.

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

جهت محاسبه خیز آنی و بلند مدت دالها در برنامه SAFE، آیا لازم است ضرایب اصلاح سختی ناشی از ترک خوردگی اعمال شود؟

با توجه به آنکه محاسبه خیزهای آنی و دراز مدت دال‌ها بر مبنای تحلیل‌های غیرخطی در نرم افزار SAFE انجام می‌شود و در این تحلیل‌های غیرخطی، سختی مؤثر دال‌ها و تیرها، ناشی از ترک خوردگی آن‌ها بطور دقیق محاسبه می‌شود، نباید بر روی دال‌ها و تیرها ضریب اصلاح سختی معرفی شود. لیکن سختی ستون‌ها و دیوارهای برشی باید مطابق ضوابط مبحث نهم اصلاح شود. همچنین لازم است موارد زیر رعایت گردد:

درصورتی که دال مورد نظر از نوع دال‌های مجوف باشد که توسط یک دال تو پر مدل می‌شود، معرفی ضرایب تبدیل سختی مقطع تو پر به مقطع تو خالی ضرورت دارد.

در تعریف مشخصات تیرها در پنجره دستور مربوطه، نباید گزینه No Design فعال شود.

نظر به آنکه آرماتورهای خمشی دال در روند تحلیل غیر خطی و محاسبه سختی مؤثر دال نقش دارند لذا معرفی ترکیب بارهای مربوط به طراحی آرماتورهای دال و نیز انجام تنظیمات مربوط به طراحی دال ضرورت دارد.

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

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

مدل‌سازی تیرها در تحلیل ترک خوردگی و محاسبه خیز دال‌ها:

بدین منظور می‌توان به دو روش عمل کرد. روش اول آن است که تیرها توسط المان خطی مدل شوند. در این حالت نظر به همپوشانی تیرها با دال لازم است بر روی ممان اینرسی و وزن تیر ضرایب اصلاح معرفی شود.

روش دیگر آن است که بجای استفاده از المان خطی، از المان سطحی با عرض و ضخامت تیر استفاده شود. در این حالت نیاز به اصلاح سختی و وزن تیر به دلیل همپوشانی تیر و دال نمی باشد.

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

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

در نظر گرفتن آرماتورهای دال برای کنترل خیز آنها در برنامه SAFE

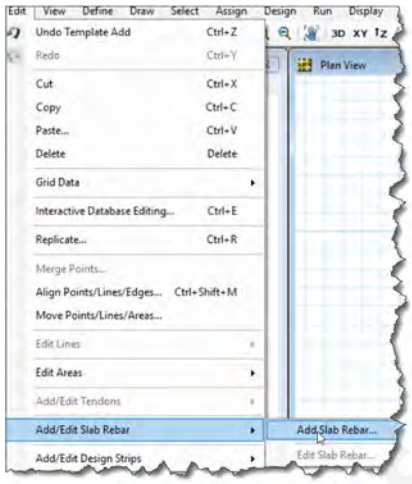
در محاسبه تغییر شکل‌ها مقدار آرماتور کششی و فشاری موجود مقطع بسیار مهم و تاثیر گذار است. روش‌های محتلفی برای در نظر گرفتن آرماتورهای دال وجود دارد. از مسیر Run menu > Cracking Analysis Options اقدام نمایید. در جدول نشان داده شده سه روش بطور کلی وجود دارد:

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

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

۱) روش User Specified Rebar (Slab Rebar Objects)

استفاده از مسیر Edit menu > Add/Edit Slab Rebar > Add Slab Rebar



این روش دقیقترین روش برای تعیین آرماتورهای مقطع است.

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

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

۲) روش From Finite Element Based Design

در این روش برنامه براساس آرماتورهایی که در حین طراحی بدست می‌آورد، خیز را تعیین می‌کند.

۳) روش Quick Rebar Specification

در این روش در محلی که نیاز به آرماتور کششی داشته باشیم، برنامه مقدار معرفی شده را در مقطع قرار میدهد.

۴) روش Minimum Reinforcing Ratio Used for Cracking Analysis

این مقدار بر حسب درصد آرماتور مقطع (مثلا آرماتورهای عمومی استفاده شده در دال) تعریف شده

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

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

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

برنامه SAFE از چه مقداری برای تعیین مدول گسیختگی بتن استفاده می‌کند؟

طبق ACI318-19 و مبحث نهم، مقدار مدول گسیختگی بصورت زیر است:

$$f_r = 0.62\lambda\sqrt{f'_c} \quad (N,mm) \qquad = 7.5\lambda\sqrt{f'_c} \quad (psi)$$

اما برنامه SAFE بصورت محافظه کارانه، مدول گسیختگی را بصورت زیر در نظر می‌گیرد (ACI 435R95).

$$SAFE: \quad f_r = 0.33\lambda\sqrt{f'_c} \quad (N,mm) \qquad = 4\lambda\sqrt{f'_c} \quad (psi)$$

نکته: طبق بند ۹-۱۰-۶-۱-۱ 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:

$$f_r = 0.42\lambda\sqrt{f'_c} \quad (N,mm) \qquad = 5\lambda\sqrt{f'_c} \quad (psi)$$

Run menu > Cracking Analysis Options

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

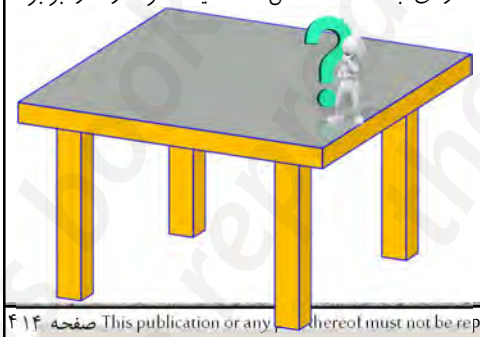
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

کنترل ارتعاش کف‌ها

ویرایش ۹۹ مبحث نهم:

۹-۱۹-۵ ارتعاش (لرزش)

کف‌ها و تیرهایی که سطوح خالی از تیغه‌بندی‌های ممتد تا سقف (یا خالی از عناصر دیگری که خاصیت میرا کنندگی ارتعاش را دارند) را تحمل می‌کنند، باید با توجه خاص به لرزش و ارتعاش حاصل از بارهای جنبشی (نظیر بارهای ناشی از حرکت افراد، کارکرد ماشین آلات، حرکت و توقف آسانسورها و نظایر آنها) طراحی شوند. بدین منظور فرکانس نوسانی کف‌ها (تیرچه‌ها، دالها و تیرها) باید به اندازه‌ای باشد که حداقل حساسیت افراد را در برابر ارتعاش قائم ایجاد نماید.



۹-۶-۶-۲-۲ در تحلیل برای تعیین تغییر شکل‌های آنی و بلند مدت بارهای قائم بهره‌برداری باید از ضوابط فصل ۹-۱۹ استفاده نمود. همچنین می‌توان مقادیر تغییر شکل‌های آنی را با استفاده از ممان اینرسی I_e برابر مقدار I که بر اساس بند ۹-۶-۵-۳-۱ و یا هر روش دقیقتر تحلیلی دیگری به دست آمده، محاسبه نمود. مقدار I در هر حال نباید بزرگتر از I_g در نظر گرفته شود.

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

حداقل فرکانس دوره‌ای کف‌ها برای کاربری‌های مختلف نباید از مقـادیر مشـخص شـده در جـدول ۹-۱۹-۴ کمتر باشد:

جدول ۹-۱۹-۴ حداقل فرکانس دورهای کف‌ها

نوع کاربری	حداقل فرکانس دوره‌ای کف‌ها (f)
ساختمان‌های مسکونی و اداری	$f > 5\ Hz$
ساختمان‌های تجاری- فروشگاه‌ها	$f > 4\ Hz$
سالن‌های اجتماعات با صندلی‌های ثابت	$f > 4\ Hz$
سالن‌های اجتماعات بدون صندلی‌های ثابت	$f > 8.5\ Hz$
تعمیرگاه‌ها، سالن‌های ژیمناستیک و ورزشی	$f > 9.5\ Hz$
پارکینگ‌ها	$f > 4\ Hz$

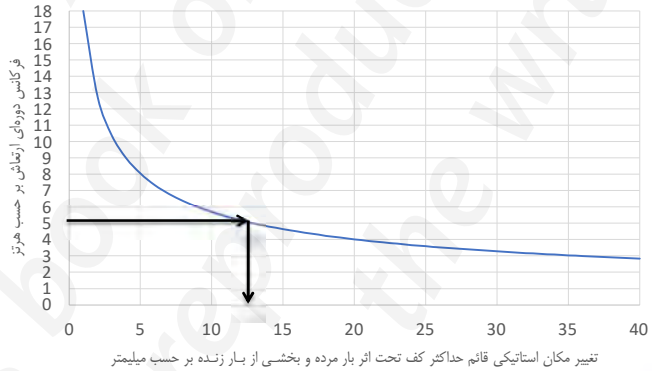
در محاسبه‌ی فرکانس دوره‌ای ارتعاش کف‌ها، باید اثر ترک خوردگی قطعات، با منظور نمودن ممان اینرسی مؤثر، I_e، متناظر با بارهای مرده و زنده‌ی بدون ضریب، در محاسبه‌ی تغییرشکل‌ها مورد توجـه قـرار گیـرد. این تغییر شکل‌ها مربوط به اثر بارهای مرده و بخشی از بارهای زنده که دائمی فرض می‌شود (بدون ضـرایب بار) بوده و ضریب ارتجاعی دینامیکی بتن 1.25 برابر مقدار E_c منظور می‌گردد.

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

برای محاسبه فرکانس دوره ای، f، می توان از رابطه زیر استفاده نمود:

$$f = \frac{18}{\sqrt{\Delta_{is}}}$$

که در آن Δ_{is} تغییر مکان استاتیکی قائم حداکثر کف تحت اثر بار مرده و بخشـی از بـار زنـده کـه دائمی فرض می‌شود (بر حسب میلی‌متر)، و f فرکانس دوره‌ای ارتعاش بر حسب هرتز می‌باشـد. در صورتی که به مطالعات جامع‌تر برای ارتعـاش کـف‌هـا نیـاز باشـد مـی‌تـوان از مراجـع معتبـر بین‌المللی دیگر بجای رابطه فوق و جدول ۹-۱۹-۴ استفاده نمود.



ویرایش ۹۲ مبحث نهم:

توصیه‌ای ندارد.

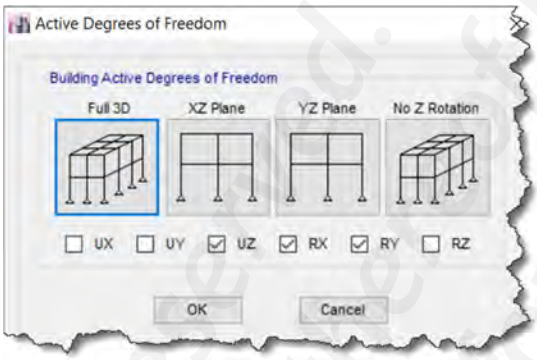
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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

نحوه محاسبه فرکانس ارتعاش در برنامه ETABS:

۱- ابتدا از فایل اصلی یک Save as بگیرید.

۲- از مسیر Analyze menu > Set Active Degrees of Freedom درجات آزادی UX و UY و RZ را ببندید.

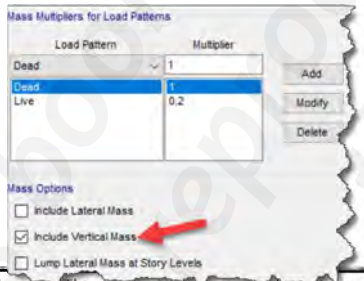


 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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

۳- از مسیر Define menu > Material Properties مصالح استفاده شده برای کف طبقات را ویرایش نموده و مقدار ضریب ارتجاعی آنها را ۲۵٪ افزایش دهید.

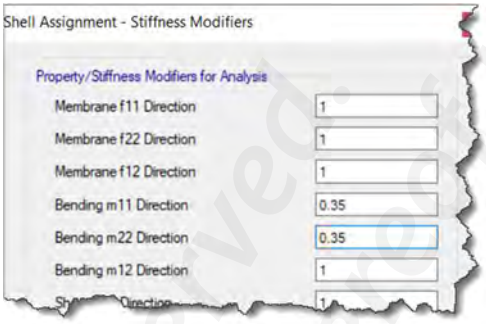
۴- از مسیر Define menu > MassSource جرم ارتعاشی را برابر کل بار مرده به علاوه ۲۰٪ بارهای زنده تعریف کنید. تیک Include Vertical Mass را بزنید.



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

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

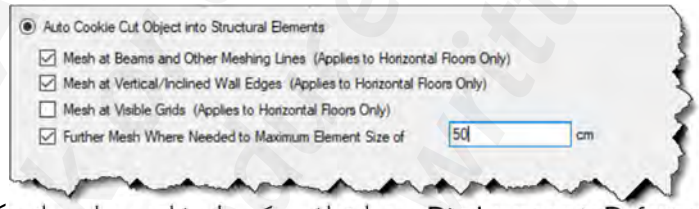
۵- ضریب ترک خوردگی اعضای سازه را 1.4 برابر کنید. برای تیرها ضریب ترک خوردگی را 0.5 و برای دال ها مقدار آن را مطابق شکل زیر 0.35 قرار دهید.



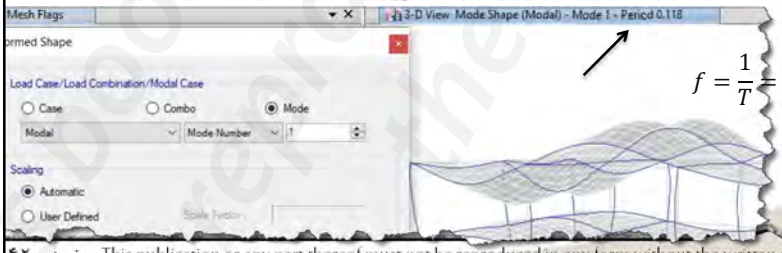
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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

۶- کف طبقات را انتخاب و از مسیر Assign menu> Shell > Floor Auto Mesh Options ابعاد مش ها را حداکثر ۵۰ سانتیمتر یا کمتر برسانید. برای دیدن مش ها از مسیر View menu > Set Display Options اقدام نموده و تیک Shell Analysis Mesh را بزنید.



۷- از مسیر Display menu > Deformed Shape مود ارتعاشی یک را مشاهده نمایید. از عکس آن فرکانس بدست می‌آید.



$$f = \frac{1}{T} = \frac{1}{0.118} = 8.47 > 5\ Hz$$

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

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

نحوه محاسبه فرکانس ارتعاش در برنامه SAFE:

۱- ابتدا از یکی از طبقاتی که می‌خواهید فرکانس ارتعاش در آن را بررسی کنید، یک خروجی به SAFE بگیرید.

۲- از مسیر Define menu > Materials ضریب ارتجاعی بتن را ۲۵٪ افزایش دهید.

۳- از مسیر Run menu > Automatic Slab Mesh Options ابعاد مش‌ها را ۵۰ سانتیمتر وارد نمایید.

۴- با انتخاب دال‌ها و استفاده از مسیر Assign menu > Slab Data > Property Modifiers ضریب ترک خوردگی دال ها را برابر 0.35 وارد کنید. برای تیرها ضریب ترک خوردگی برابر 0.5 وارد شود.

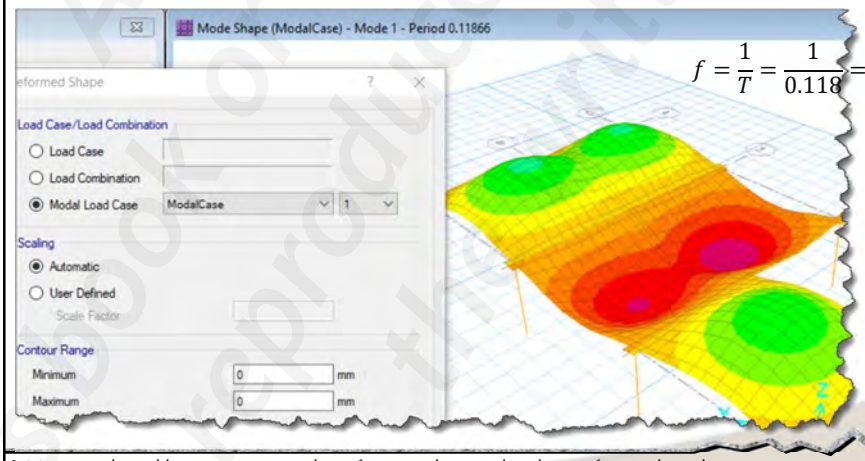
۵- از مسیر Define menu > Mass Source منبع جرم را به صورت کل بار مرده + ۲۰٪ بار زنده طبقه لحاظ کنید.

۶- از مسیر Define menu > Load Cases یک حالت تحلیل مودال ایجاد کنید.

صفحه ۴۲۱ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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

۷- با تحلیل سازه و استفاده از مسیر Display menu > Show Deformed Shape شکل ارتعاش مود اول را مشاهده نمایید. با عکس دوره تناوب نشان داده شده در بالای پنجره، فرکانس ارتعاش بدست می آید. همانطور که دیده میشود، این مقدار با چیزی که در ETABS محاسبه شد، برابر است.



$$f = \frac{1}{T} = \frac{1}{0.118} = 8.47 > 5\ Hz$$

صفحه ۴۲۲ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

ترکیب بار کنترل خیز آنی:

$$DL + LL(Cracked) - DL(Cracked)$$

ترکیب بار کنترل خیز دراز مدت:

$$[DL + 0.2LL(long)] - [DL + 0.2LL(cracked)] + [DL + LL(Cracked) - DL(Cracked)\ ]$$

خیز ناشی از جمع شدگی و خزش

خیز ناشی از بار زنده

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

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

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

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

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

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

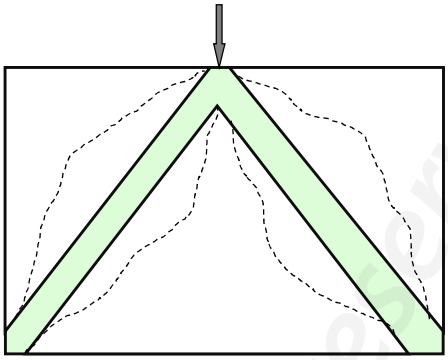
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

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

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

فصل هشتم

طرحی تیر عمیق با روش بند و بست



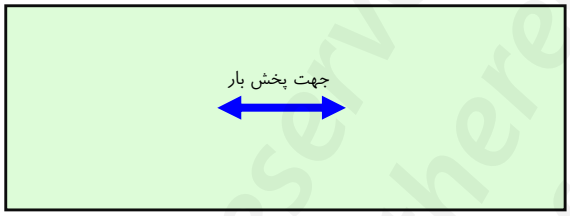
صفحه ۴۲۷ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

صفحه ۴۲۸ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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

فصل نهم

دال‌های یکطرفه



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

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

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

فصل دهم

ستون‌های تحت بار محوری

صفحه ۴۳۱ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

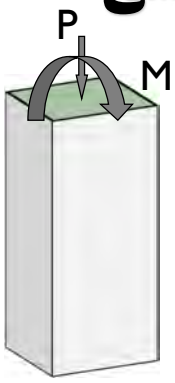
صفحه ۴۳۲ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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

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

فصل یازدهم

اعضای تحت بار فشاری و خمشی



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

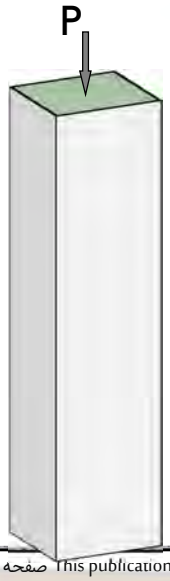
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

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

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

فصل دوازدهم

ستون‌های لاغر



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

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

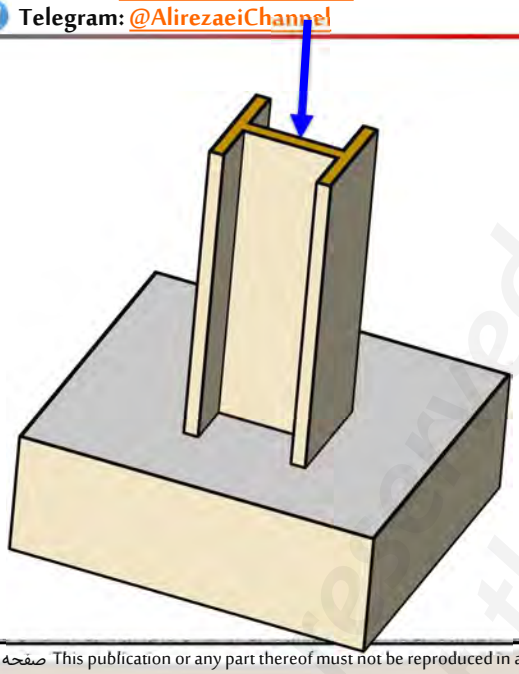
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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

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

فصل سیزدهم

شالوده‌ها



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

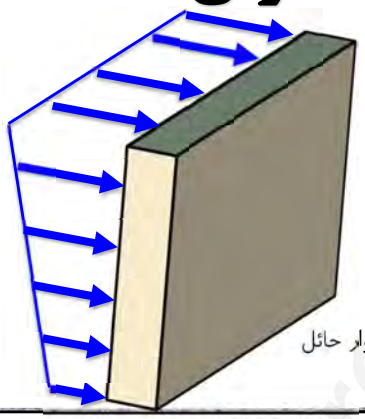
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

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

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

فصل چهاردهم

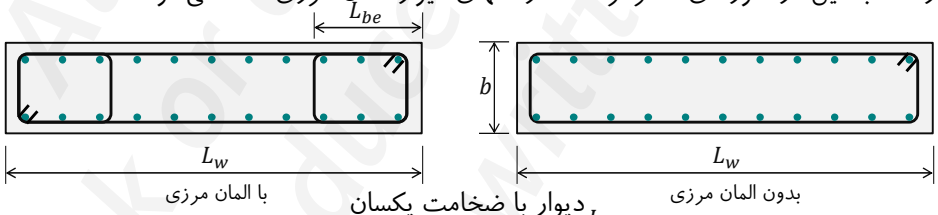
دیوارهای حائل و برشی معمولی



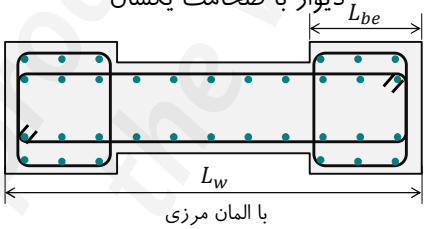
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

طراحی دیوارهای برشی معمولی:

آرماتورهای عرضی برای برش و آرماتورهای طولی برای خمش طراحی می‌شوند. در صورتی که نیاز به ظرفیت خمشی بالاتری باشد، می‌توان آرماتورهای طولی را در انتهای دیوار بصورت متمرکز شده قرار داد. به این آرماتورهای متمرکز شده در انتهای دیوار المان مرزی گفته می‌شود.



دیوار با ضخامت یکسان



دیوار با ضخامت غیریکسان

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

حداقل ضخامت دیوار:

طبق جدول 11.3.1.1 آیین‌نامه ACI318، حداقل ضخامت دیوار بصورت زیر تعیین می‌شود:

* دیوارهای باربر: بیشترین دو مقدار ۱۰ سانتیمتر و l/25 طول آزاد یا ارتفاع آزاد دیوار هر کدام کوچکتر باشد.

* دیوارهای غیرباربر: بیشترین دو مقدار ۱۰ سانتیمتر و l/30 طول آزاد یا ارتفاع آزاد دیوار هر کدام کوچکتر باشد.

* دیوارهای بیرونی زیرزمین یا مواردی که در تماس مستقیم با خاک قرار دارد، حداقل ۲۰ سانتیمتر.

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

ظرفیت برش داخل صفحه دیوار

براساس بند 11.5.1.1 آیین‌نامه ACI318، طراحی برای برش داخل صفحه دیوار براساس رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$\varphi V_n \geq V_u$$

که در آن V_u نیروی برشی ضریبدار حاصل از ترکیب بار مورد نظر و V_n ظرفیت اسمی برشی دیوار است که بصورت زیر محاسبه میشود:

$$V_n = V_c + V_s$$

که در آن V_c ظرفیت برشی بتن و V_s ظرفیت برشی میلگردها است. براساس ACI 11.5.4.3 مقدار $V_{n,max}$ در هر مقطع از دیوار، نبایستی بیشتر از مقدار زیر در نظر گرفته شود:

$$V_{n,max} = 2.65\sqrt{f'_c}hd$$

که در آن h ضخامت دیوار و d عمق موثر در جهت خمش بوده که بایستی $0.8l_w$ در نظر گرفت.

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

براساس ACI 11.5.4.6 مقاومت برشی تامین شده توسط بتن، V_c بصورت زیر تعیین میشود.

* روش ساده شده:

الف) برای فشار محوری:

$$V_c = 0.53\lambda\sqrt{f'_c}hd$$

ب) برای کشش محوری:

$$V_c = 0.53\left(1+\frac{N_u}{35\ A_g}\right)\lambda\sqrt{f'_c}hd \geq 0$$

که در آن A_g سطح مقطع دیوار بر حسب سانتیمتر به توان دو و N_u بار محوری بر حسب کیلوگرم است. مقدار N_u در حالت فشار محوری مثبت و در حالت کششی باید منفی لحاظ شود.

* روش دقیق‌تر: در این حالت چه برای کشش و چه برای فشار، برابر با کمترین دو مقدار زیر:

$$V_c = min\begin{cases} 0.88\lambda\sqrt{f'_c}hd + \dfrac{N_u d}{4l_w} \\ \left[0.16\lambda\sqrt{f'_c} + \dfrac{l_w\left(0.33\lambda\sqrt{f'_c}+\dfrac{0.2N_u}{l_w h}\right)}{\dfrac{M_u}{V_u}-\dfrac{l_w}{2}}\right]hd \end{cases}$$

Equation shall not apply if $(M_u/V_u - \ell_w/2)$ is negative.

 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 برشی دیوار

الف) در صورتی که برش V_u ایجاد شده در دیوار کمتر از $0.5\varphi V_c$ باشد، حداقل آرماتور برشی و طولی و عرضی برای دیوار بصورت زیر در نظر گرفته می‌شود.

برای میلگردهای ۱۶ و کمتر در حالتی که $f_y \geq 4200\ kg/cm^2$ باشد، حداقل آرماتور طولی $\rho_\ell=0.0012$ و حداقل آرماتور عرضی $\rho_t=0.002$.

برای میلگردهای ۱۶ و کمتر در حالتی که $f_y < 4200\ kg/cm^2$ باشد، حداقل آرماتور طولی $\rho_\ell=0.0015$ و حداقل آرماتور عرضی $\rho_t=0.0025$.

برای میلگردهای بزرگتر از ۱۶ با هر تنش تسلیمی، حداقل آرماتور طولی $\rho_\ell=0.0015$ و حداقل آرماتور عرضی $\rho_t=0.0025$.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

ب) در صورتی که برش V_u ایجاد شده در دیوار بیشتر از $0.5\varphi V_c$ باشد، حداقل آرماتور برشی طولی ρ_ℓ بایستی از مقدار بدست آمده از رابطه زیر بیشتر بوده و در هر حال از 0.0025 نیز کمتر نشود.

$$\rho_l \geq 0.0025 + 0.5(2.5 - \frac{h_w}{l_w})(\rho_t - 0.0025)$$

مقدار ρ_ℓ بدست آمده از رابطه فوق نیاز نیست از مقدار ρ_t داده شده در اسلاید قبل بیشتر لحاظ شود.

همچنین مقدار حداقل ρ_t برابر 0.0025 در نظر گرفته می‌شود.

11.6.2 If in-plane $V_u \geq 0.5\varphi V_c$, (a) and (b) shall be satisfied: (a) ρ_ℓ shall be at least the greater of the value calculated by Eq. (11.6.2) and 0.0025, but need not exceed ρ_t in accordance with Table 11.6.1.

$$\rho_\ell \geq 0.0025 + 0.5(2.5 - h_w/\ell_w)(\rho_t - 0.0025) \qquad (11.6.2)$$

(b) ρ_t shall be at least 0.0025

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

پ) در صورتی که برش V_u ایجاد شده در دیوار بیشتر از φV_c باشد، بایستی براساس رابطه زیر آرماتورهای برشی برای دیوار در نظر گرفته شود.

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{S}$$

که در آن A_v مساحت آرماتورهای برشی با فاصله S از یکدیگر قرار دارند. آرماتورهای قائم براساس بند (ب) قبل تعیین شوند.

حداکثر فاصله آرماتورهای عرضی:

فاصله حداکثر آرماتورهای عرضی به کمترین سه مقدار $l_w/5$، 3h و 45 cm محدود می‌شود.

حداکثر فاصله آرماتورهای طولی:

فاصله حداکثر آرماتورهای طولی به کمترین سه مقدار $l_w/3$، 3h و 45 cm محدود می‌شود.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission. All rights reserved.

طراحی برای خمش

دیوار بایستی برای خمش طراحی شود. برای این منظور ستون به مانند یک تیر ستون طراحی میشود. برای دیوارهای مستطیلی شکل که توزیع آرماتورهای آن یکنواخت باشد، رابطه زیر توسط Cardenas and Magura ارائه شده است.

$$M_u = \varphi\left[0.5A_s f_y l_w\left(1+\frac{P_u}{A_s f_y}\right)\left(1-\frac{c}{l_w}\right)\right]$$

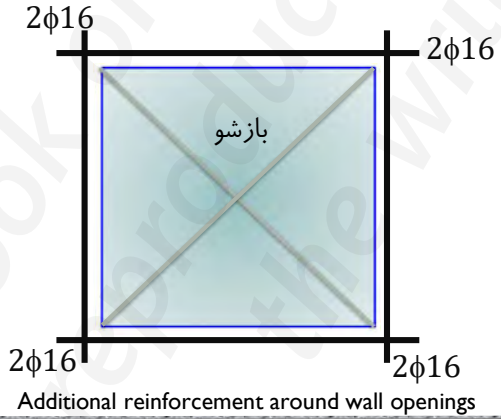
$$\frac{c}{l_w}=\frac{\omega+\alpha}{2\omega+0.85\beta_1} \qquad \omega=\frac{A_s f_y}{l_w h f_c'} \qquad \alpha=\frac{P_u}{l_w h f_c'}$$

که در آن c فاصله دورترین تار فشاری تا تار خنثی، A_s سطح مقطع آرماتورهای قائم، l_w طول دیوار، P_u نیروی محوری ضریبدار فشاری، f_y تنش تسلیم میلگردها و ϕ ضریب تقلیل مقاومت در خمش است.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

آرماتورهای اضافی اطراف بازشوها

در دیوارهای دارای دو سفره آرماتور، که دارای بازشو هستند، حداقل 2ϕ16 در اطراف بازشو هم اندازه بازشو در نظر گرفته شده که بایستی دارای طول مهاری آنها در کشش تامین شده باشد. در صورتی که دیوار دارای یک لایه آرماتور باشد، حداقل 1ϕ16 کافی است.



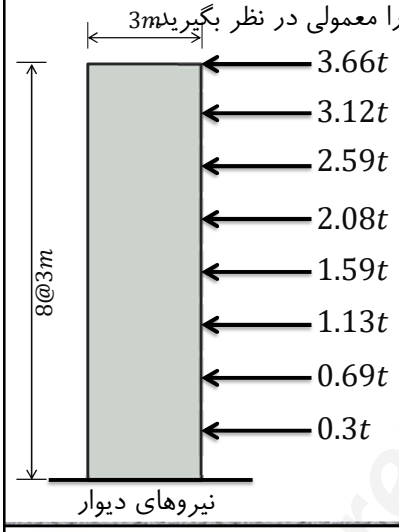
Additional reinforcement around wall openings

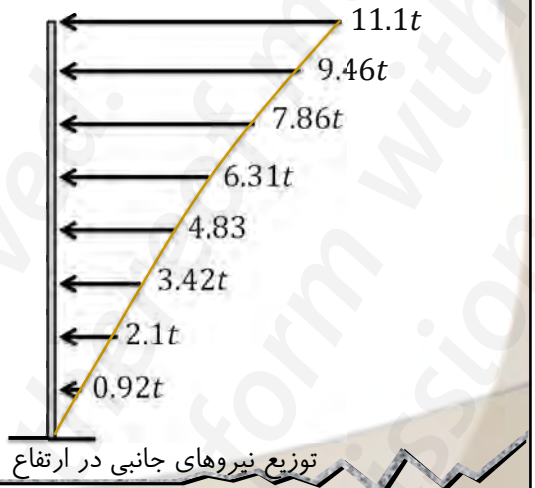
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

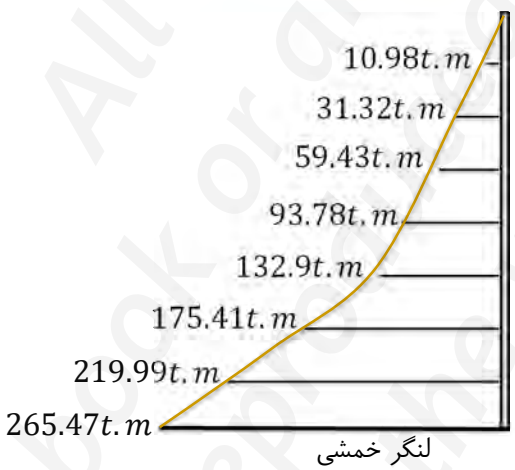
مثال) یک دیوار برشی مطابق شکل زیر در نظر بگیرید (دیوار برشی مثال قبل) که در ادامه نیروی جانبی سهم دیوار و همچنین نیروهای جانبی توزیع شده در ارتفاع برای سازه نشان داده شده است. در اساس ACI318-14 دیوار را طراحی نموده و شکل پذیری آن را معمولی در نظر بگیرید.

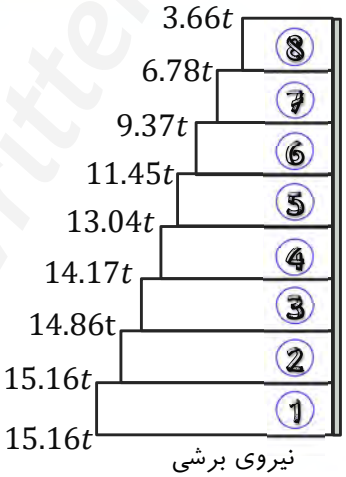




صفحه ۴۴۹ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel





صفحه ۴۵۰ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission. All rights reserved.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مقطع بحرانی برای برش برابر کمترین $l_w/2$ و $h_w/2$ است. در اینجا برابر 1.5m در نظر گرفته میشود.

۱) طراحی برای برش:

کنترل حداکثر نیروی برشی اسمی:

$$V_{n,max} = 2.65\sqrt{f_c'}hd = 2.65\sqrt{300} \times 20 \times 0.8 \times \frac{300}{1000} = 220.32\ ton$$

$$V_{u,max} = 0.75 \times 220.32 = 165.24\ ton > 15.16\ ton \quad Ok$$

$$V_c = 0.53\lambda\sqrt{f_c'}hd = 0.53 \times 1.0 \times \sqrt{300} \times 0.8 \times \frac{300}{1000} = 44.06\ ton$$

$$\varphi V_c = 0.75 \times 44.06 = 33.045\ ton$$

$$\frac{\varphi V_c}{2} = \frac{33.045}{2} = 16.523\ ton$$

$$In\ zones\ 1\ through\ 8, \qquad Vu\ < \varphi Vc\ /\ 2$$

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

۱-۱) آرماتورهای عرضی برشی:

حداقل آرماتور عرضی ρ_t=0.002

$$S_2 = min\begin{cases} \frac{l_w}{5} = 60\ cm \\ 3h = 60\ cm \\ 45\ cm \end{cases} = 45\ cm$$

$$\frac{A_t}{S_2} = 0.002h = 0.002 \times 20 = 0.04\ \frac{cm^2}{cm}$$

در صورتی که از دو سفر آرماتور ۱۰ استفاده شود:

$$\frac{2(0.785)}{S_2} = 0.04\ \frac{cm^2}{cm} \qquad \rightarrow S_2 = 39.25\ cm < S_{2,max}$$

Use ϕ10 mm bars @ 30cm

صفحه ۴۵۲ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

۱-۲) آرماتورهای طولی برشی:

حداقل آرماتور عرضی ρ_l=0.0012

$$S_1 = min\begin{cases}\frac{l_w}{3} = 100\ cm \\ 3h = 60\ cm \\ 45\ cm\end{cases} = 45\ cm$$

در صورتی که از دو سفر آرماتور ۱۰ استفاده شود:

$$\frac{A_l}{S_1} = 0.0012h = 0.0012 \times 20 = \frac{2(0.785)}{S_1} \quad \rightarrow \quad S_1 = 65.42\ cm > S_{1,max}$$

Use ϕ10 mm bars @ 30cm

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

۲) طراحی برای خمش و نیروی محوری

$$M_u = \varphi\left[0.5A_s f_y l_w\left(1 + \frac{P_u}{A_s f_y}\right)\left(1 - \frac{c}{l_w}\right)\right]$$

$$\frac{c}{l_w} = \frac{\omega + \alpha}{2\omega + 0.85\beta_1} \qquad \omega = \frac{A_s f_y}{l_w h f_c'} \qquad \alpha = \frac{P_u}{l_w h f_c'}$$

برای آرماتورهای قائم که ϕ10@30cm هستند، مقدار A_s=17.28 cm^2 داریم:

$$\beta_1 = 0.85 - \frac{0.05}{70}(300 - 280) = 0.836 \rightarrow \omega = \frac{17.28 \times 4200}{300 \times 20 \times 300} = 0.04032$$

$$\alpha = \frac{P_u}{l_w h f_c'} = \frac{P_u(1000)}{300 \times 20 \times 300} = 0.00055P_u$$

$$\frac{c}{l_w} = \frac{0.04032 + 0.00055P_u}{2(0.04032) + 0.85(0.836)} = \frac{0.04032 + 0.00055P_u}{0.79124}$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission. All rights reserved.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

* برای طبقه یک: با صرف نظر از بارهای ثقلی تحمل شده توسط دیوار و فقط با لحاظ وزن دیوار داریم:

$0.9D+\rho Q_E$

Vertical load= 0.9(0.2)(3)(24)(2.5)=31.68 ton

$$\frac{c}{l_w}=\frac{0.04032+0.00055(31.68)}{0.79124}=0.072346$$

$M_u = 130.55\ t.m < 265.47\ t.m$ بنابراین به المان مرزی در انتهای دیوار نیاز است.

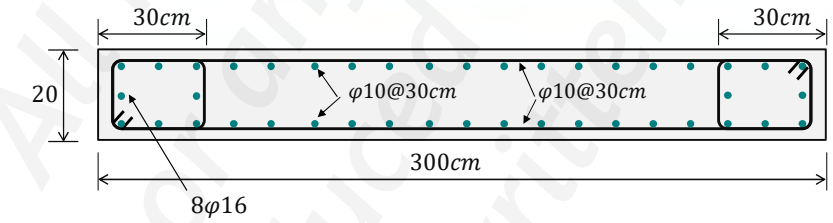
$M'_u = 265.47 - 130.55\ t.m = 134.92\ t.m$

$$A_{s,additional}=\frac{134.92(100000)}{0.9(4200)(266)}+2(0.785)=14.99\ cm^2$$

از 8ϕ16 در المان های مرزی استفاده می‌شود.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

* برای طبقه دو: با صرف نظر از بارهای ثقلی تحمل شده توسط دیوار و فقط با لحاظ وزن دیوار داریم:

$0.9D+\rho Q_E$

Vertical load= 0.9(0.2)(3)(21)(2.5)=27.72 ton

$$\frac{c}{l_w}=\frac{0.04032+0.00055(27.72)}{0.79124}=0.069685$$

$M_u = 125.96\ t.m < 219.99\ t.m$ بنابراین به المان مرزی در انتهای دیوار نیاز است.

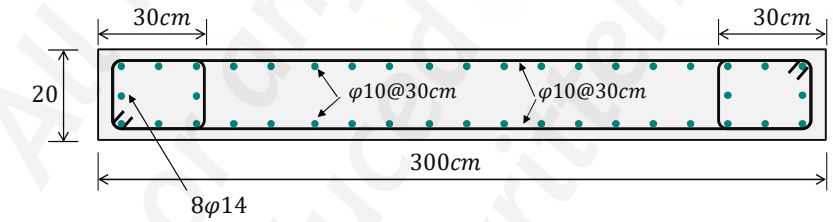
$M'_u = 219.99 - 125.95\ t.m = 94.03\ t.m$

$$A_{s,additional}=\frac{94.03(100000)}{0.9(4200)(266)}+2(0.785)=10.92\ cm^2$$

از 8ϕ14 در المان های مرزی استفاده می‌شود.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

* برای طبقه سه: با صرف نظر از بارهای ثقلی تحمل شده توسط دیوار و فقط با لحاظ وزن دیوار داریم:

$0.9D+\rho Q_E$

Vertical load= 0.9(0.2)(3)(18)(2.5)=23.76 ton

$$\frac{c}{l_w}=\frac{0.04032+0.00055(23.76)}{0.79124}=0.066933$$

$M_u = 121.35\ t.m < 175.41\ t.m$ بنابراین به المان مرزی در انتهای دیوار نیاز است.

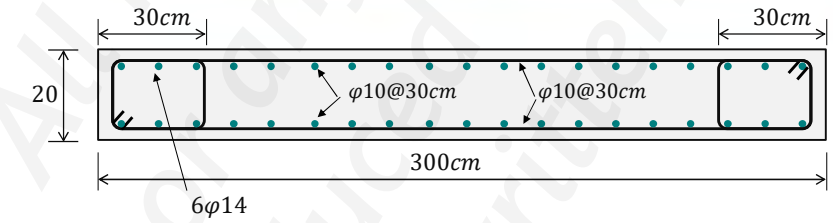
$M'_u = 175.41 - 121.35\ t.m = 54.06\ t.m$

$$A_{s,additional}=\frac{54.06(100000)}{0.9(4200)(266)}+2(0.785)=6.95\ cm^2$$

از 6ϕ14 در المان های مرزی استفاده می‌شود.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

❊ برای طبقه چهار: با صرف نظر از بارهای ثقلی تحمل شده توسط دیوار و فقط با لحاظ وزن دیوار داریم:

$0.9D+\rho Q_E$

Vertical load= 0.9(0.2)(3)(15)(2.5)=19.8 ton

$$\frac{c}{l_w}=\frac{0.04032+0.00055(19.8)}{0.79124}=0.064182$$

$M_u = 116.7\ t.m < 132.9\ t.m$ بنابراین به المان مرزی در انتهای دیوار نیاز است.

$M'_u = 132.9 - 116.7\ t.m = 16.2\ t.m$

$$A_{s,additional}=\frac{16.2(100000)}{0.9(4200)(266)}+2(0.785)=3.18\ cm^2$$

از 6ϕ14 در المان های مرزی استفاده می‌شود.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

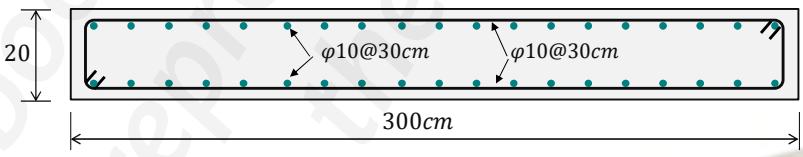
❊ برای طبقه پنج به بالا: با صرف نظر از بارهای ثقلی تحمل شده توسط دیوار و فقط با لحاظ وزن دیوار داریم:

$0.9D+\rho Q_E$

Vertical load= 0.9(0.2)(3)(12)(2.5)=15.84 ton

$$\frac{c}{l_w}=\frac{0.04032+0.00055(15.84)}{0.79124}=0.061431$$

$M_u = 112.03\ t.m < 93.78\ t.m$ بنابراین به المان مرزی در انتهای دیوار نیازی نیست.



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

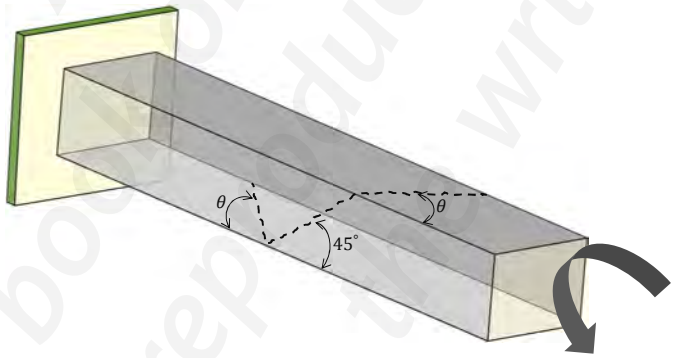
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

صفحه ۴۶۳ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

فصل پانزدهم

طراحی برای پیچش



صفحه ۴۶۴ 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 ۴۶۵ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

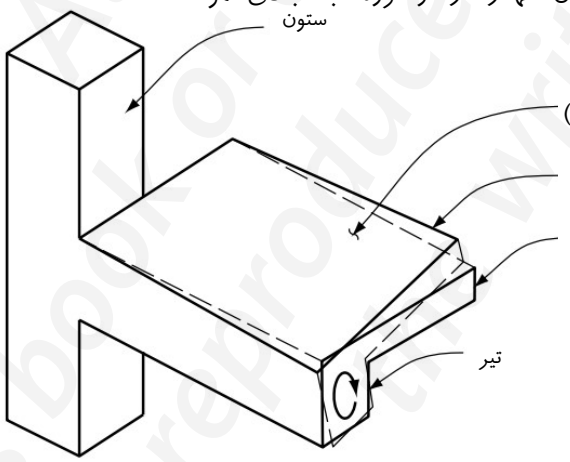
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

۷- پیچش (Torsion)

در حین انتقال بارهای ثقلی یا دیگر بارها، علاوه بر خمش و برش، ممکن است، پیچش نیز ایجاد شود.
در طراحی اعضای بتنی تحت پیچش، می‌توان آنها را در دو گروه طبقه بندی نمود:

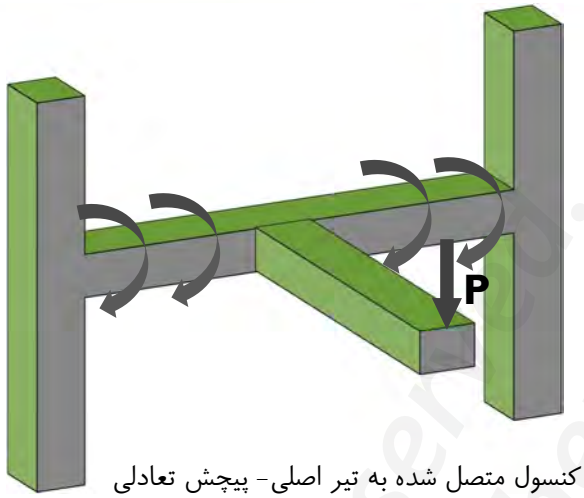
الف) پیچش تعادلی (Equilibrium torsion)

ب) پیچش همسازی (Compatibility torsion)



صفحه ۴۶۶ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

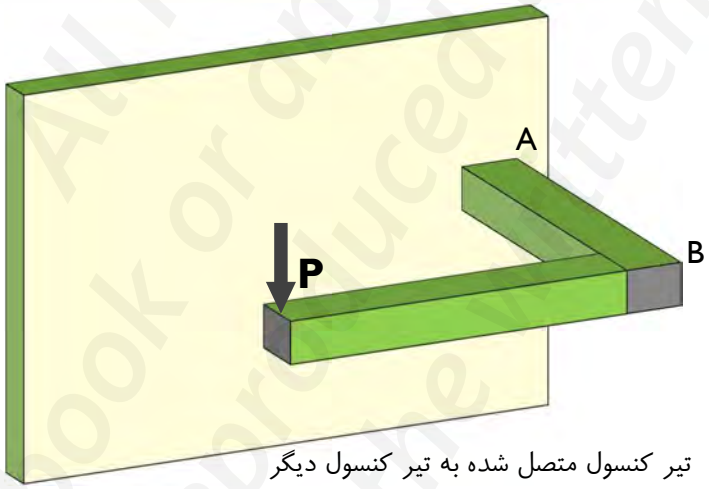
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



تیر کنسول متصل شده به تیر اصلی- پیچش تعادلی

صفحه ۴۶۷ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

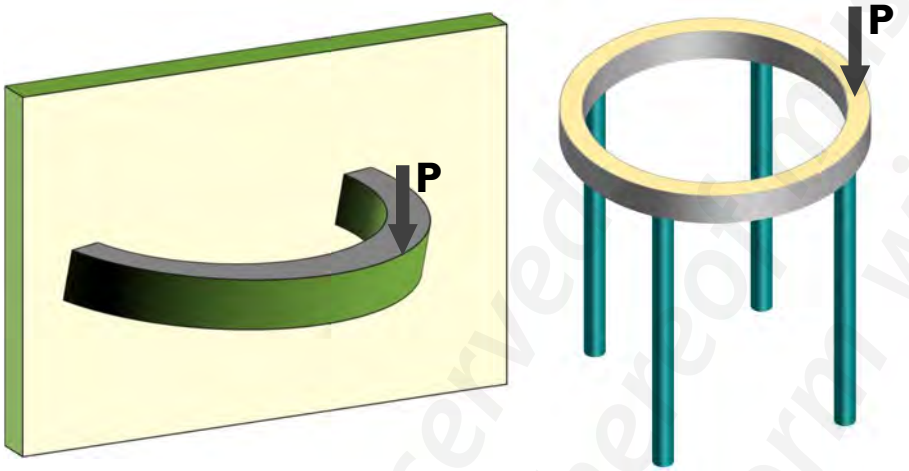
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



تیر کنسول متصل شده به تیر کنسول دیگر

صفحه ۴۶۸ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



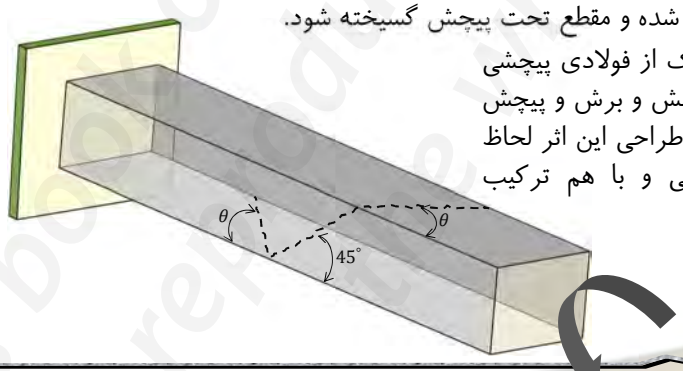
تیر خمیده　　تیر دایره شکل

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

تنش برشی ناشی از پیچش سبب ایجاد تنش کششی قطری و در نهایت ترک قطری در مقطع می‌شود. در صورت عدم کفایت مقطع برای پیچش، خرابی ترد پیچشی رخ خواهد داد. این تنش‌ها را می‌توان براساس تنش‌های اصلی که بر صفحاتی با زاویه ۴۵ درجه تشکیل می‌شوند، بیان کرد. اگر این تنش زیاد شود، یک ترک مورب با زاویه ۴۵ درجه بر یکی از وجوه کناری (روی بعد بزرگتر مقطع ایجاد شده و این ترک روی وجه بالایی با زاویه θ جلو میرود. این ترک روی ضلع پایین با همان زاویه ولی در جهت مخالف گسترش ترک روی وجه بالایی به پیش می رود تا سرانجام ترک روی وجه چهارم مقطع نیز به هم متصل شده و مقطع تحت پیچش گسیخته شود.

برای جلوگیری از گسترش ترک از فولادی پیچشی استفاده می‌شود. در واقعیت خمش و برش و پیچش با هم اندرکنش دارند، ولی در طراحی این اثر لحاظ نشده و بصورت مجاز طراحی و با هم ترکیب می‌شوند.

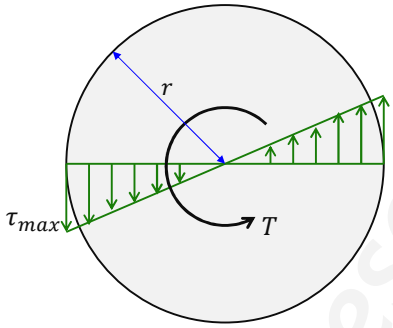


صفحه ۴۷۰ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

تنش برشی ناشی از پیچش:

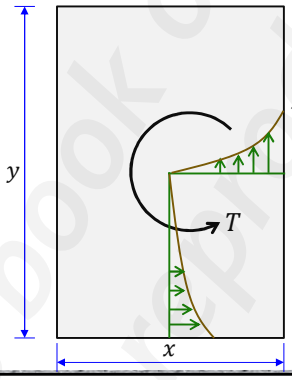
براساس تئوری پیچش که به نام پیچش سنت ونانت نیز خواهنده می‌شود، برای اعضای توپر دایره‌ای با شعاع r و با رفتار الاستیک که تحت پیچش T قرار گرفته باشد، تنش برشی ناشی از پیچش T قرار گرفته باشد، تنش برشی ناشی از پیچش در مرکز دایره مقدار صفر داشته و توزیع آن به طرف محیط به صورت خطی است. بطوری که بیشترین تنش در محیط دایره است.



صفحه ۴۷۱ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

در مقطع توپر مستطیلی، رفتار تحت پیچش با مشکلات بیشتری همراه است زیرا که مقطع مسطح در اثر لنگر پیچشی وارده دچار پیچیدگی میشود. لنگر پیچشی وارد بر مقطع مستطیل توپر سبب ایجاد تنش محوری و تنش برشی محیطی خواهد شد. بطوری که این تنش ها در گوشه مقطع و در مرکز مستطیل برابر صفر است و در میانه وجوه محیط بیشترین مقدار را خواهد داشت. در صورتی که وجه کوچکتر مقطع x و وجه بزرگتر y باشد، مقدار تنش حداکثر در میانه ضلع بلندتر برابر بصورت زیر است:



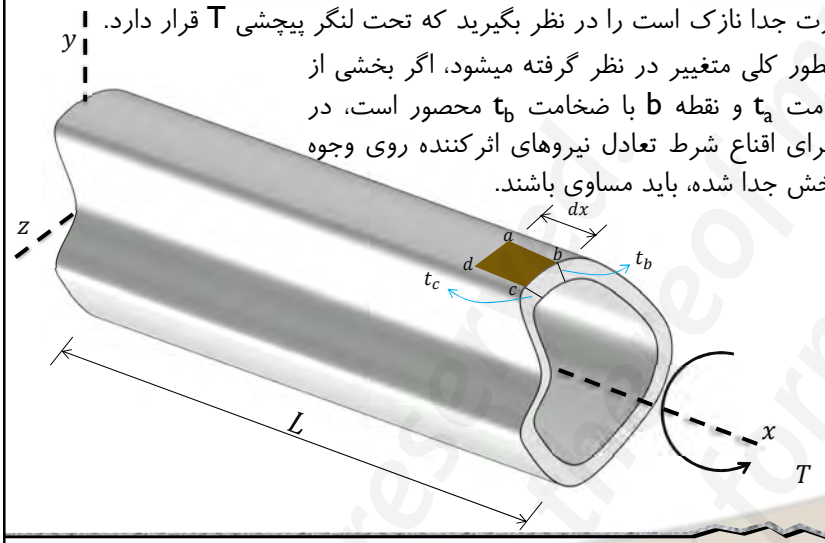
که در این رابطه α ضریب وابسته به ابعاد مقطع است و برای x/y=1.0 برابر α=0.208 و بصورت تقریبی توسط رابطه زیر بیان می‌شود:

$$\alpha = \frac{1}{3 + \frac{1.8y}{x}}$$

صفحه ۴۷۲ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

مقاطع جدار نازک:

مقطع روبرو که بصورت جدا نازک است را در نظر بگیرید که تحت لنگر پیچشی T قرار دارد. ضخامت این مقطع بطور کلی متغیر در نظر گرفته میشود، اگر بخشی از مقطع بین a با ضخامت t_a و نقطه b با ضخامت t_b محصور است، در طول dx جدا شود، برای اقناع شرط تعادل نیروهای اثرکننده روی وجوه a، b، c و d از این بخش جدا شده، باید مساوی باشند.



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

به عبارتی $F_b=F_c$ است. که در آن F_b و F_c بصورت زیر است:

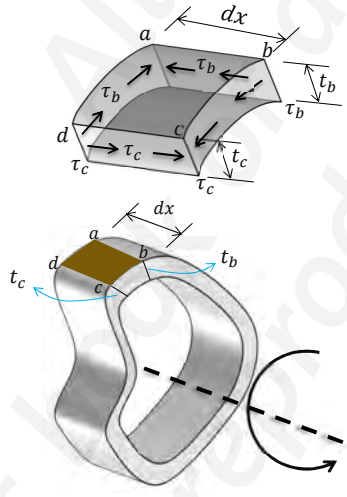
$$F_b = \tau_b . t_b . dx$$
$$F_c = \tau_c . t_c . dx$$

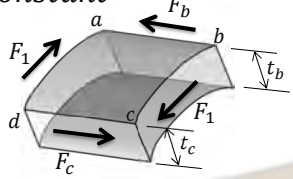
که در آن t_b و t_c به ترتیب ضخامت مقطع در نقطه b و c هستند.
بنابراین از دو رابطه اخیر داریم:

$$\tau_b . t_b . dx = \tau_c . t_c . dx$$
$$\rightarrow \tau_b . t_b = \tau_c . t_c$$

بنابراین حاصلضرب تنش برشی در ضخامت مقدار ثابتی در هر نقطه است. یعنی در کلیه نقاط یک مقطع جدار نازک تحت پیچش جریان برش بصورت زیر است:

$$q = \tau t = constant$$



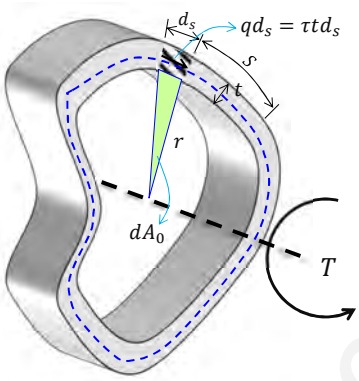


 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

حال اگر المان کوچکی از مقطع به ضخامت t و عرض ds در نظر بگیریم و فرض کنیم تنش برشی اثر کننده روی این المان برابر τ باشد، نیروی برشی این المان برابر τtds=qds خواهد بود که این نیرو روی میان تار مقطع اثر میکند. اگر فاصله میان تار المان تا مرکز مقطع را r بنامیم، لنگر پیچشی بسیار کوچکی که با مقاومت برشی این المان ایجاد شده برابر است با:

$$dT = qd_s \times r$$



چنانچه مرکز محصور بین خطوط شعاعی رسم شده از مرکز در محدوده عرض ds تا میان تار المان برابر dA_0 باشد، بنابراین داریم:

$$dA_0 = \frac{rds}{2}$$

با انتگرال‌گیری روی کل سطح مقطع جدارنازک داریم:

$$T = q \oint r\, d_s = q \oint 2.dA_0$$

$$= 2qA_0 = 2t\tau A_0$$

$$\tau = \frac{T}{2A_0 t}$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

فرضیات ACI در ارتباط طراحی برای پیچش:

۱- از مقاومت کششی بتن صرف نظر میشود.

۲- پیچش اثری بر مقاومت برشی بتن ندارد.

۳- تنش ناشی از پیچش براساس تشابه مقطع توخالی جدارنازک و خرپای فضایی تعیین می‌شود. هر دو مقطع توپر و توخالی قبل و بعد از ترک خوردن، بصورت جدارنازک در نظر گرفته می‌شوند.

۴- اندرکنشی بین لنگر خمشی، برش و پیچش در نظر گرفته نمی‌شود. برای هر یک از این سه نیرو، آرماتورها جداگانه محاسبه شده و با هم جمع می‌شوند.

رابطه اساسی در طراحی بصورت زیر است:

$$T_u = \phi T_n$$

که در آن T_u گشتاور ضریبدار، T_n ظرفیت اسمی پیچشی مقطع و ϕ ضریب تقلیل مقاومت پیچشی برابر 0.75 است.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

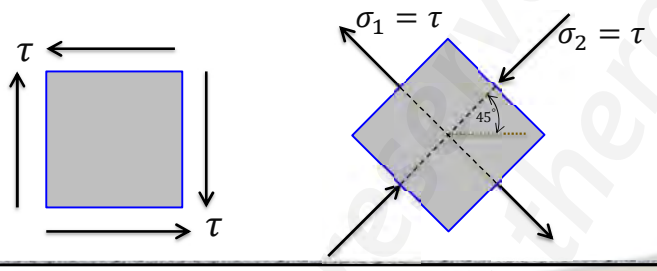
This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission. All rights reserved.

محاسبات مربوط به پیچش

در پیچش خالص، تنش اصلی σ_1 مطابق شکل زیر، برابر تنش برشی τ در آن المان است. از روابط بدست آمده قبل داریم:

$$\sigma_1 = \tau = \frac{T}{2A_0 t}$$

که در آن t ضخامت جداره در نقطه محاسبه τ و A_0 سطح مقطع محصور بین بین میان تار مقطع است.



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

آیین‌نامه ACI318 تا قبل از وقوع ترک خوردگی پیچشی تیرها مقطع بتنی (توپر یا توخالی) تحت پیچش خالص را با یک مقطع توخالی جدارنازک تقریب میزند. بطوری که ضخامت دیواره این مقطع برابر $t=3A_{cp}/4p_{cp}$ و مساحت محصور در میان تار دیواره‌های مقطع برابر $A_0=2A_{cp}/3$ لحاظ می‌کند. در این روابط A_{cp} مساحت محصور بین بیرونی‌ترین خط محیطی مقطع بتنی و p_{cp} محیط بیرونی‌ترین خط محیطی مقطع بتنی است. با وارد کردن مقادیر در رابطه $\tau = \frac{T}{2A_0 t}$ داریم:

$$\sigma_1 = \tau = \frac{T}{2A_0 t} = \frac{T}{2 \times \frac{2A_{cp}}{3} \times \frac{3A_{cp}}{4p_{cp}}} = \frac{T \times p_{cp}}{A_{cp}^2}$$

فرض می‌شود، که ترک خوردگی پیچشی وقتی رخ می‌دهد که تنش کششی اصلی یا σ_1 به مقاومت کششی بتن تحت رفتار دو محوری کششی-فشاری برسد. این تنش مقداری کمتر از مقاومت کششی تک محوری بتن داشته و برابر $1.06\sqrt{f_c'}$ (برحسب kg.cm) لحاظ می‌شود. با جایگذاری در رابطه اخیر داریم:

$$1.06\sqrt{f_c'} = \frac{T \times p_{cp}}{A_{cp}^2} \Rightarrow \quad T_{cr} = 1.06\sqrt{f_c'}\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}$$

 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 ترکیب برش و پیچش، پیچشی معادل $0.25T_{cr}$ فقط حدود ۳٪ از ظرفیت برشی بتن کاهش میدهد. به همین جهت ACI318 اجازه میدهد که در صورتی که لنگر پیچشی محاسباتی تحت بارهای با ضریب (T_u) از $0.25\phi T_{cr}$ کمتر باشد، بتوان از اثر پیچش در مقطع صرف نظر نمود. بنابراین شرط مجاز برای صرف نظر کردن از پیچش مقطع بصورت زیر است:

$$T_u \leq \phi 0.27\lambda\sqrt{f_c'}\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

در طراحی پیچشی مقاطع درجا که دال کف، بال تیر را تشکیل می‌دهد، عرضی از دال که بطور موثر به عنوان بال تیر عمل می‌کند و در محاسبه A_{cp}، A_g و p_{cp} بکار می‌رود، براساس موارد الف و ب اختیار می‌شود:

الف) عرض بیرون‌زده از دال، نسبت به بَر جان که بطور موثر به عنوان بال تیر عمل می‌کند، به اندازه‌ی کوچکترین از دو مقدار چهار برابر ضخامت دال و ارتفاع بیرون زده جان از پایین یا بالای بال (هر کدام که بزرگتر است)، در نظر گرفته شود.

ب) اگر مقدار $\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}$ برای مقاطع توپر و $\frac{A_g^2}{p_{cp}}$ برای مقاطع توخالی در یک تیر بالدار کمتر از مقدار محاسبه شده برای همان تیر بدون بال باشد، از عرض بیرون زده از دال که بطور موثر به عنوان بال تیر عمل میکند، صرف نظر می‌شود.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission. All rights reserved.

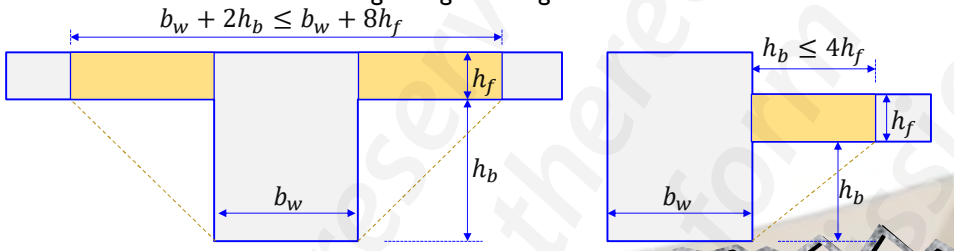
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

ACI318-19

9.2.4.4 For torsional design according to 22.7, the overhanging flange width used to calculate A_{cp}, A_g, and p_{cp} shall be in accordance with (a) and (b):

(a) The overhanging flange width shall include that portion of slab on each side of the beam extending a distance equal to the projection of the beam above or below the slab, whichever is greater, but not greater than four times the slab thickness.

(b) The overhanging flanges shall be neglected in cases where the parameter A_{cp}^2/p_{cp} for solid sections or A_g^2/p_{cp} for hollow sections calculated for a beam with flanges is less than that calculated for the same beam ignoring the flanges.



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

محدودیت‌های سطح مقطع:

طبق ACI318-19 برای اطمینان از عدم شکست ترد ابعاد مقطع باید طوری انتخاب شود که دو رابطه زیر باید اقناع شوند:

برای مقاطع توپر:

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u p_h}{1.7A_{oh}^2}\right)^2} \le \phi\left(\frac{V_c}{b_w d} + 2\sqrt{f_c'}\right)$$

برای مقاطع توخالی:

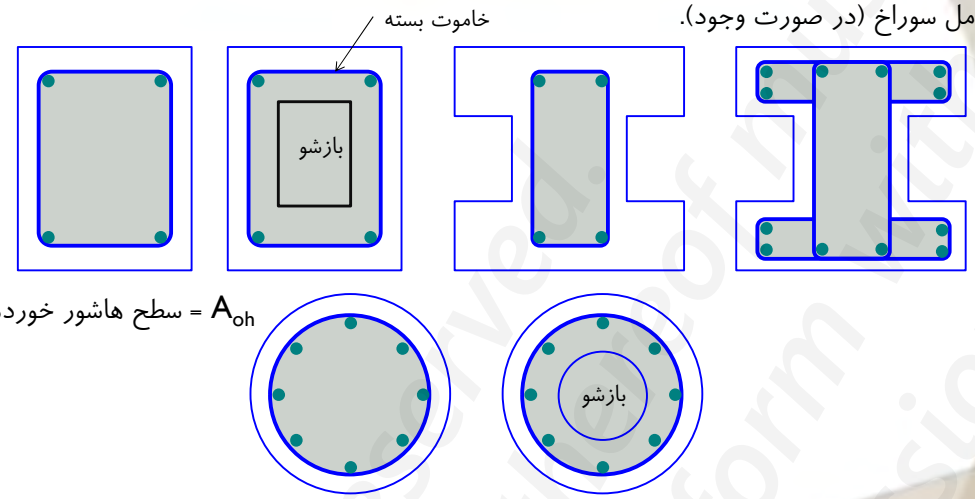
$$\left(\frac{V_u}{b_w d}\right) + \left(\frac{T_u p_h}{1.7A_{oh}^2}\right) \le \phi\left(\frac{V_c}{b_w d} + 2\sqrt{f_c'}\right)$$

که در آن T_u لنگر پیچشی ضریبدار، V_u نیروی برشی ضریبدار مقطع، b_w عرض مقطع، d عمق موثر، p_h محیط سطح محصور شده به وسیله محورهای اضلاع خاموت بسته پیچشی بیرونی در مقطع و A_{oh} نیز مساحت محصور شده بوسیله محورهای اضلاع خاموت بسته پیچشی بیرونی در مقطع، شامل سوراخ (در صورت وجود) است. همچنین V_c ظرفیت برشی تامین شده توسط بتن است.

صفحه ۴۸۲ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

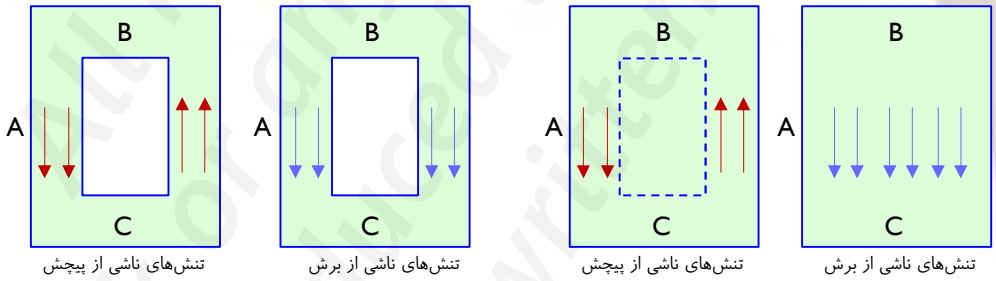
This Book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission. All rights reserved.

تعریف A_{oh}: مساحت محصور شده بوسیله محورهای اضلاع خاموت بسته پیچشی بیرونی در مقطع، شامل سوراخ (در صورت وجود).



A_{oh} = سطح هاشور خورده

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission



$$\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)+\left(\frac{T_u p_h}{1.7A_{oh}^2}\right) \le \phi\left(\frac{V_c}{b_w d}+2\sqrt{f_c'}\right)$$

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2+\left(\frac{T_u p_h}{1.7A_{oh}^2}\right)^2} \le \phi\left(\frac{V_c}{b_w d}+2\sqrt{f_c'}\right)$$

برای مقطع توپر جمع تنش برشی ناشی از پیچش و برش مستقیم توسط جذر مجموع مربعات با هم ترکیب میشوند ولی در مقطع توخالی بصورت مستقیم با هم جمع شده و با ظرفیت برشی بتن به علاوه ۲ برابر رادیکان مقاومت بتن مقایسه میشود.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

- طبق ACI318-19 برای مقاطع تو خالی که ضخامت جداره آنها در پیرامون محیط تغییر می‌کند، رابطه اخیر باید در موقعیتی که عبارت $\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)+\left(\frac{T_u p_h}{1.7A_{oh}^2}\right)$ به مقدار حداکثر می‌رسد، ارزیابی شود.

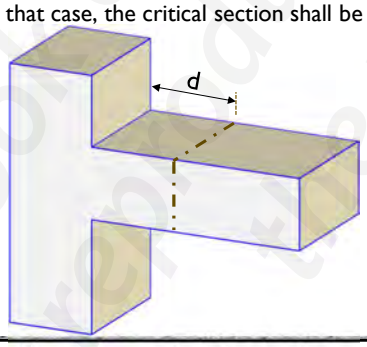
- طبق ACI318-19 برای مقاطع توخالی که ضخامت جداره کمتر از $\frac{A_{oh}}{p_h}$ است، عبارت $\left(\frac{T_u p_h}{1.7A_{oh}^2}\right)$ در رابطه اخیر باید با عبارت $\left(\frac{T_u}{1.7A_{oh}t}\right)$ جایگزین شود که در آن t ضخامت دیواره مقطع توخالی در موقعیتی است که تنش در آن کنترل می‌شود.

صفحه ۴۸۵ 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 تمام مقاطعی که در فاصله‌ی کمتر از d از بر تکیه‌گاه قرار دارند، می‌توان برای لنگر پیچشی T_u در فاصله d از بر داخلی تکیه‌گاه طراحی نمود. به شرط آنکه در این فاصله هیچ لنگر متمرکزی موجود نباشد. در صورت وجود لنگر متمرکز باید برای لنگر پیچشی بر تکیه‌گاه طراحی شوند.

9.4.4.3 Sections between the face of support and a critical section located d from the face of support for nonprestressed beams or h/2 from the face of support for prestressed beams shall be permitted to be designed for Tu at that critical section unless a concentrated torsional moment occurs within this distance. In that case, the critical section shall be taken at the face of the support.



صفحه ۴۸۶ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

آرماتور پیچشی:

برای مقابله با تنش کششی قطری ایجاد شده ناشی از پیچش، به آرماتور طولی و عرضی نیاز است. خاموت‌های استفاده شده بایستی بصورت بسته باشند. با توجه به اینکه ترک ناشی از پیچش بصورت مارپیچ حول تیر دوران میکند، بایستی از آرماتورهای طولی نیز استفاده شود. در هر گوشه مقطع بایستی حداقل یک آرماتور طولی پیچشی قرار گیرد.

ACI318-19:

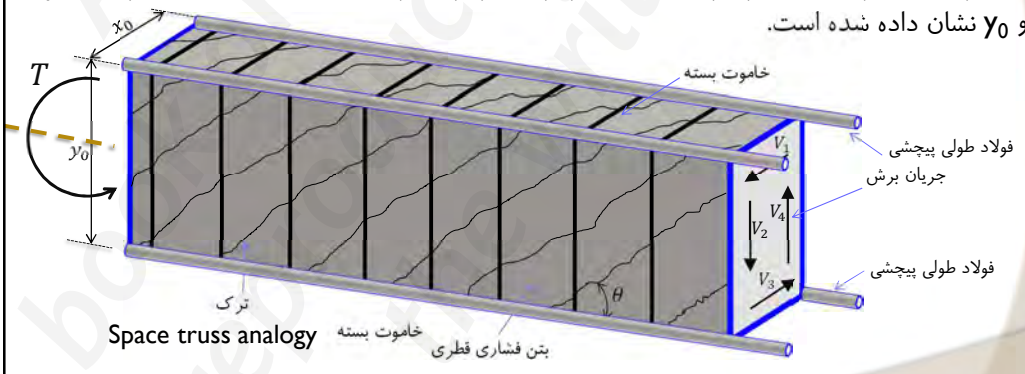
9.7.5.1 If torsional reinforcement is required, longitudinal torsional reinforcement shall be distributed around the perimeter of closed stirrups that satisfy 25.7.1.6 or hoops with a spacing not greater than 30 cm. The longitudinal reinforcement shall be inside the stirrup or hoop, and at least one longitudinal bar or tendon shall be placed in each corner.

 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 پیچشی:

در یک تیر تحت پیچش خالص می‌توان، رفتار آن را شبیه به یک خرپای فضایی متشکل از فولادهای طولی در گوشه، فولادهای عرضی بصورت تنگ بسته و اعضای فشاری قطری از بتن بصورت دورپیچ بین ترک‌های مورب در نظر گرفت. فاصله مرکز به مرکز خاموت‌ها در جهت x و y به ترتیب با x_0 و y_0 نشان داده شده است.



Space truss analogy

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

زاویه ترک مورب با افق برابر با θ بوده که حدود ۴۵ درجه است ولیکن برای لنگرهای پیچشی زیاد می‌تواند بین ۳۰ تا ۶۰ درجه باشد. مقدار جریان برش براساس رابطه‌ای که قبلا بدست آمد، بصورت زیر است:

$$T = 2qA_0 \quad \rightarrow \quad q = \frac{T}{2A_0}$$

در صورتی که مطابق شکل قبل نیروی برشی ناشی از پیچش در طول وجوه بالایی و پایینی خرپا به ترتیب V_1 و V_3 باشد، هر یک از این نیروها برابر qx_0 است:

$$V_1 = V_3 = \frac{T}{2A_0}x_0$$

به همین ترتیب برای نیروی برشی سمت چپ و راست مقطع داریم:

$$V_2 = V_4 = \frac{T}{2A_0}y_0$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

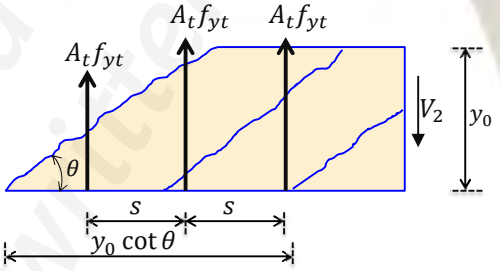
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

هر ترک مورب با زاویه θ خاموت را قطع میکند، که براساس شکل زیر برابر است با:

$$n = \frac{y_0 \cot\theta}{s}$$

که در آن s فاصله بین خاموت‌ها است. نیروی برشی V_2 بایستی با نیروی قائم ایجاد شده در شاخه های خاموت تعادل کند. بنابراین داریم:

$$V_2 = nA_t f_{yt} = \frac{y_0 \cot\theta}{s}A_t f_{yt}$$



با برابر قرار دادن دو رابطه اخیر داریم:

$$V_2 = \frac{T}{2A_0}y_0 = \frac{y_0 \cot\theta}{s}A_t f_{yt} \quad \rightarrow \quad \left(\frac{A_t}{s}\right)_{req} = \frac{T_n}{2A_0 f_{yt}\cot\theta}$$

میتوان $A_0=0.85A_{oh}$ و θ=45 در نظر گرفت. بنابراین:

$$\left(\frac{A_t}{s}\right)_{req} = \frac{T_u}{1.7\phi A_{oh} f_{yt}}$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

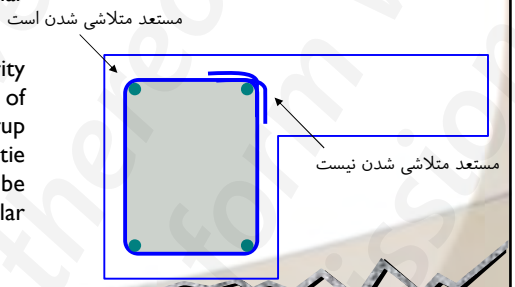
خاموت‌هایی که به منظور پیچش بکار می‌روند، باید بصورت خاموت بسته و عمود بر امتداد طولی تیر باشند.

خاموت‌هایی که به منظور پیچش بکار می‌روند، میتوانند از دو جزء تشکیل شوند: یک خاموت U شکل با خم ۱۳۵ درجه و یک قلاب دوخت که خم ۹۰ درجه آن باید مجاور وجهی از عضو قرار گیرد که بتن به دلیل محصور شدگی ناشی از بال یا دال مستعد متلاشی شدن نیست.

ACI318-19:

25.7.1.6 Stirrups used for torsion or integrity reinforcement shall be closed stirrups perpendicular to the axis of the member.

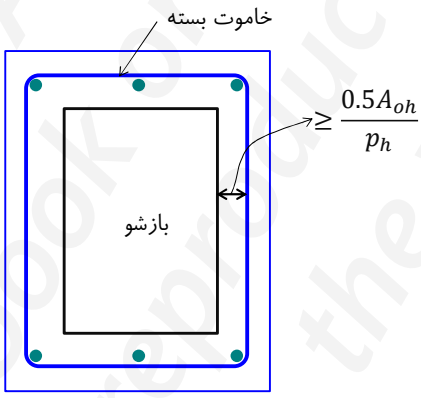
25.7.1.6.1 Stirrups used for torsion or integrity reinforcement shall be permitted to be made up of two pieces of reinforcement: a single U-stirrup anchored according to 25.7.1.6(a) closed by a crosstie where the 90-degree hook of the crosstie shall be restrained against spalling by a flange or slab or similar member.



صفحه ۴۹۱ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

در مقاطع توخالی، طبق ACI318-19، فاصله بین خط مرکزی آرماتور عرضی تا لبه داخلی مقطع بایستی حداقل برابر $0.5A_{oh}/p_h$ باشد.

9.7.6.3.4 For hollow sections, the distance from the centerline of the transverse torsional reinforcement to the inside face of the wall of the hollow section shall be at least $0.5A_{oh}/p_h$.



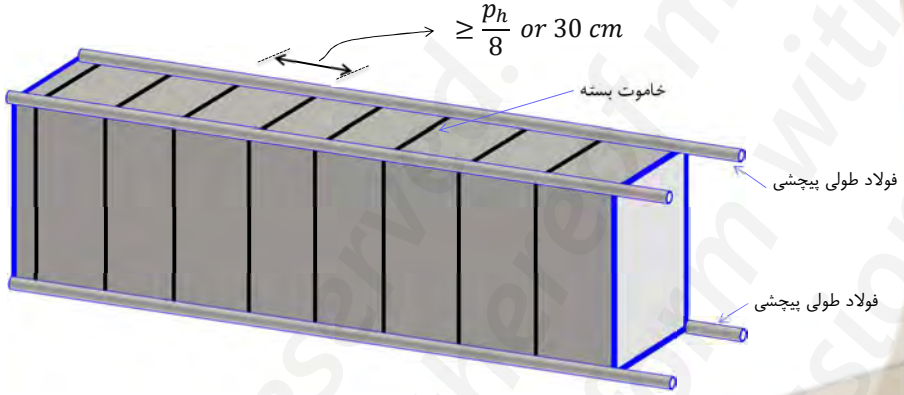
صفحه ۴۹۲ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

طبق ACI318-19 فاصله بین آرماتورهای عرضی پیچشی نباید از کمترین دو مقدار ۳۰ سانتیمتر یا $p_h/8$ بیشتر شود.

9.7.6.3.3 Spacing of transverse torsional reinforcement shall not exceed the lesser of $p_h/8$ and 30 cm.



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

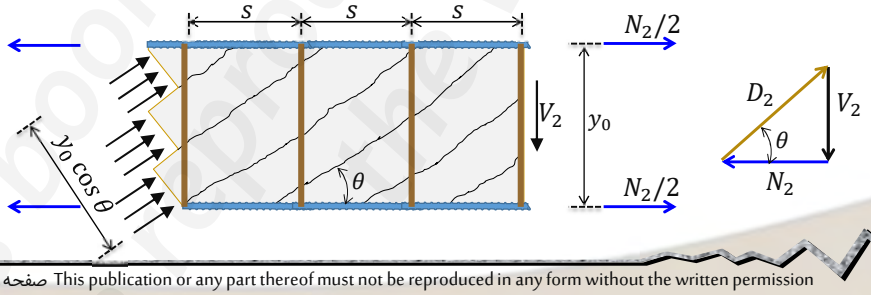
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

آرماتور طولی پیچشی:

در مدل تشابه خرپای فضایی نیروی برشی V_2 را که در وجه شماره ۲ از خرپا اثر می‌کند، میتوان مشابه شکل زیر به نیروی فشاری قطری D_2 در راستای بتن قطری فشاری و یک نیروی کششی افقی N_2 تجزیه کرد. بنابراین داریم:

$$N_2 = V_2 \cot\theta$$

چون جریان برش q در دورتادور مقطع جدارنازک مقداری ثابت دارد، N_2 روی محور مرکزی وجه شماره ۲ اثر میکند و اگر در هر گوشه خرپای فضایی یک میلگرد طولی داشته باشیم، نصف N_2 به هر یک از میلگردهای طولی وجه ۲ میرسد.



 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 مشابه برای وجه ۱ نیروی برشی V_1 که در وجه بالایی از خرپا اثر می‌کند، را نیز می‌توان به دو مولفه تجزیه نمود:

مولفه افقی:

$$N_1 = V_1 \cot\theta$$

نیروی N_1 نیز به طور مساوی بین دو میلگرد طولی وجه بالایی خرپای فضایی تقسیم می‌شود. بدین ترتیب کل نیروی طولی خرپا فضایی برابر است با:

$$N = 2(N_1 + N_2) = 2(V_1 + V_2)\cot\theta$$

از معادلات اخیر داشتیم:

$$V_1 = V_3 = \frac{T}{2A_0}x_0$$

$$V_2 = V_4 = \frac{T}{2A_0}y_0$$

با جایگزینی دو رابطه اخیر و با فرض $T=T_n$ داریم:

$$N = \frac{T_n}{2A_0} \times \underbrace{2(x_0 + y_0)}\cot\theta$$

محیط تنگ بسته پیچشی که با p_h نمایش داده می‌شود.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

برای تحمل نیروی طولی N، بایستی فولادهای طولی پیچشی با سطح مقطع A_l در مقطع قرار داده شود. اگر تنش تسلیم آرماتورهای طولی پیچشی با f_y نمایش داده شود، بنابراین:

$$N = A_l f_y \;\Rightarrow\; N = A_l f_y = \frac{T_n}{2A_0} \times 2(x_0 + y_0)\cot\theta = \frac{T_n P_h}{2A_0}\cot\theta$$

$$\Rightarrow A_l = \frac{T_n p_h}{2A_0 f_y}\cot\theta$$

قبلا رابطه زیر اثبات شده بود. با جایگزینی T_n داریم:

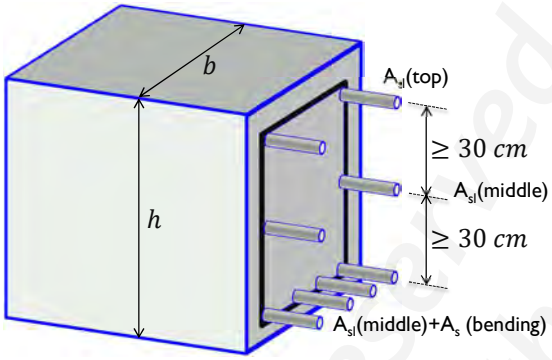
$$\left(\frac{A_t}{s}\right) = \frac{T_n}{2A_0 f_{yt}\cot\theta}$$

$$A_l = \left(\frac{A_t}{s}\right)p_h\left(\frac{f_{yt}}{f_y}\right)\cot^2\theta$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

طبق ACI318-19، اگر آرماتور پیچشی مورد نیاز است، آرماتورهای پیچشی باید پیرامون مقطع در داخل محیط خاموت بسته و یا دورگیر به طور یکنواخت توزیع شوند. فاصله این آرماتورها از یکدیگر نباید بیشتر از ۳۰ سانتیمتر باشد. لازم است در هر گوشه هر خاموت بسته پیچشی، حداقل یک آرماتور پیچشی طولی قرار داده شود. آرماتورهای پیچشی طولی باید قطری معادل 0.042s ولی نه کمتر از ۱۰ میلیمتر داشته باشند.



9.7.5.1 If torsional reinforcement is required, longitudinal torsional reinforcement shall be distributed around the perimeter of closed stirrups that satisfy 25.7.1.6 or hoops with a spacing not greater than 30 cm. The longitudinal reinforcement shall be inside the stirrup or hoop, and at least one longitudinal bar or tendon shall be placed in each corner.

9.7.5.2 Longitudinal torsional reinforcement shall have a diameter at least 0.042 times the transverse reinforcement spacing but not less than 10 mm.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

طبق ACI318-19، آرماتورهای پیچشی طولی پس از مقطعی که براساس محاسبه به آرماتور پیچشی نیازی نیست باید حداقل به اندازه b_t+d امتداد یابند. آرماتور پیچشی طولی باید در هر دو امتداد تیر مهار شود.

که در آن d عمق موثر تیر و b_t عرضی از مقطع بوده که توسط خاموت پیچشی بسته محدود شده و در برابر خمش مقاومت میکند.

9.7.5.3 Longitudinal torsional reinforcement shall extend for a distance of at least (b_t + d) beyond the point required by analysis.

9.7.5.4 Longitudinal torsional reinforcement shall be developed at the face of the support at both ends of the beam.

 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 آرماتور طولی پیچشی:

طبق ACI318-19، بند 9.6.4.3 حداقل آرماتور طولی پیچشی، کمترین دو مقدار زیر در نظر گرفته شود:

9.6.4.3 If torsional reinforcement is required, minimum area of longitudinal reinforcement $A_{L,min}$ shall be the lesser of (a) and (b):

$$a)\ A_{l,min} \geq \frac{1.33\sqrt{f'_c}A_{cp}}{f_y} - \left(\frac{A_t}{s}\right)p_h\frac{f_{yt}}{f_y}$$

$$b)\ A_{l,min} \geq \frac{1.33\sqrt{f'_c}A_{cp}}{f_y} - \left(\frac{1.75b_w}{f_{yt}}\right)p_h\frac{f_{yt}}{f_y}$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

حداقل آرماتور عرضی پیچشی:

طبق ACI318-19، بند 9.6.4.2 حداقل آرماتور عرضی پیچشی بصورت زیر داده شده است:

9.6.4.2 If torsional reinforcement is required, minimum transverse reinforcement $(A_v + 2A_t)_{min}/s$ shall be the greater of (a) and (b):

$$a)\ (A_v + 2A_t)_{min}/s \leq 0.2\sqrt{f'_c}\frac{b_w}{f_{yt}}$$

$$b)\ (A_v + 2A_t)_{min}/s \leq 3.5\frac{b_w}{f_{yt}}$$

R9.6.4.2 The differences in the definitions of A_v and A_t should be noted: A_v is the area of two legs of a closed stirrup, whereas A_t is the area of only one leg of a closed stirrup. If a stirrup group has more than two legs, only the legs adjacent to the sides of the beam are considered, as discussed in R9.5.4.3.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

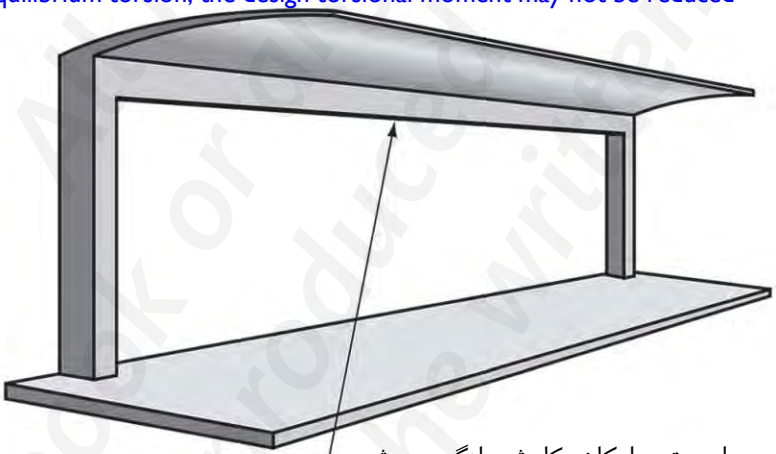
پیچش تعادلی و همسازی:

توجه: طبق ACI در حالتی که تیر نامعینی استاتیکی بوده و امکان بازتوزیع لنگرهای پیچشی فراهم باشد، میتوان مقدار T_u را به ϕT_{cr} کاهش داد.

22.7.3.2 In a statically indeterminate structure where $T_u \geq \varphi T_{cr}$ and a reduction of T_u can occur due to redistribution of internal forces after torsional cracking, it shall be permitted to reduce T_u to φT_{cr}, where the cracking torsion T_{cr} is calculated in accordance with 22.7.5.

صفحه ۵۰۱ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

Equilibrium torsion, the design torsional moment may not be reduced

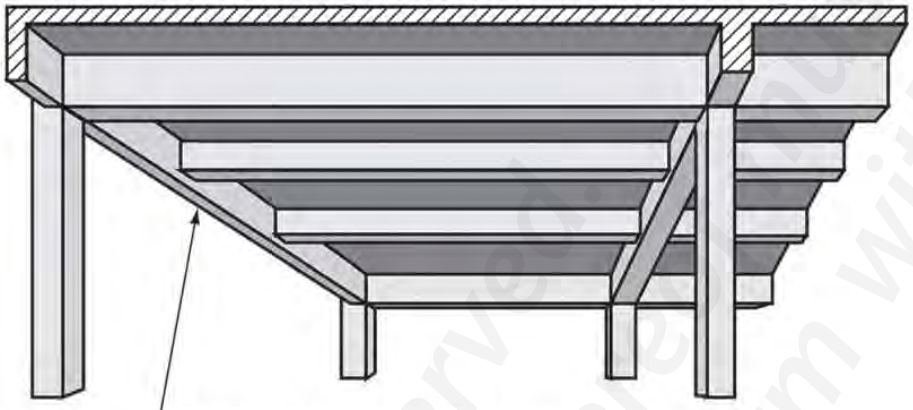


در این تیر امکان کاهش لنگر پیچشی وجود ندارد، زیرا امکان بازپخش لنگر در این تیر وجود ندارد.

صفحه ۵۰۲ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

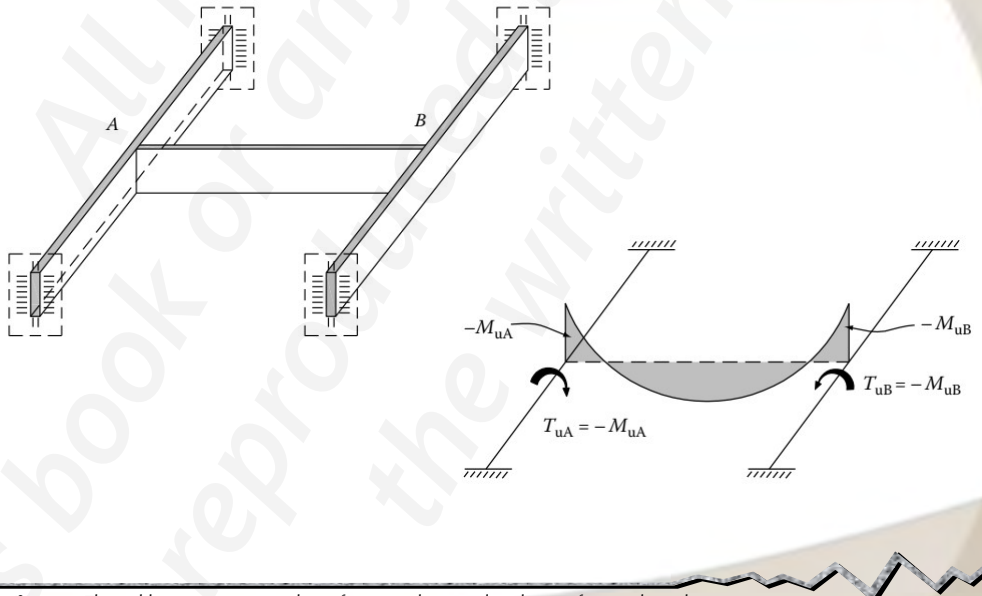
Compatibility torsion, the design torsional moment may be reduced



در این تیر امکان کاهش لنگر پیچشی وجود دارد، زیرا امکان بازپخش لنگر در این تیر وجود فراهم است.

صفحه ۵۰۳ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



صفحه ۵۰۴ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission. All rights reserved.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

برای طراحی تیرها به سبب پیچش نیاز است برخی مشخصات هندسی همچون A_{cp} ،A_{oh} ،A_o ،p_{cp} و p_h محاسبه شوند.

مقدار کاور بتن را باید حداقل برابر 4.5 cm در نظر گرفت.

در طراحی تیرهای T شکل فرض بر آن است که آرماتور موجود در بال موثر نیستند. با این فرض از اثر بال صرف نظر میشود. با این فرضیات مشخصات ویژه برای یک تیر مستطیلی بصورت زیر خواهد بود:

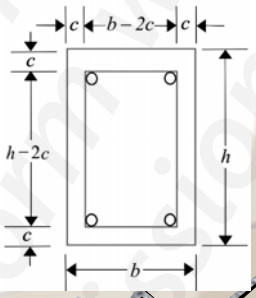
$A_{cp} = bh$ (ACI 2.2, R22.7.5)

$A_{oh} = (b - 2c)(h - 2c)$ (ACI 2.2, R22.7, Fig R22.7.6.1.1)

$A_o = 0.85\, A_{oh}$ (ACI 22.7.6.1.1, Fig R22.7.6.1.1)

$p_{cp} = 2b + 2h$ (ACI 2.2, R22.7.5)

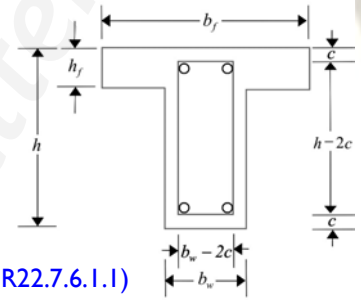
$p_h = 2(b - 2c) + 2(h - 2c)$ (ACI 22.7.6.1.1, Fig R22.7.6.1.1)



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

همچنین این مشخصات برای تیرهای T شکل مطابق روابط زیر تعیین می‌شوند.



$A_{cp} = b_w h + (b_f - b_w)h_f$ (ACI 2.2, R22.7.5)

$A_{oh} = (b_w - 2c)(h - 2c)$ (ACI 2.2, R22.7, Fig R22.7.6.1.1)

$A_o = 0.85\, A_{oh}$ (ACI 22.7.6.1.1, Fig R22.7.6.1.1)

$p_{cp} = 2b_f + 2h$ (ACI 2.2, R22.7.5)

$p_h = 2(h - 2c) + 2(b_w - 2c)$ (ACI 2.2, R22.7.5)

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

برای محاسبه پیچش حد آستانه (T_{th} (Threshold torsion limit، و پیچش حد ترک خوردگی (T_{cr} (Cracking torsion limits، از روابط زیر استفاده می‌شود:

$$T_{th} = 0.27\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}\right) \qquad kg.cm$$

$$T_{cr} = \lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}\right) \qquad kg.cm$$

مقادیر A_{cp} و p_{cp} در قبل تعریف شدند. همچنین ضریب تقلیل مقاومت پیچشی بصورت پیش فرض برابر $\phi=0.75$ است.

* مقدار جذر مقاومت مشخصه بتن استفاده شده در روابط فوق نباید از ۲۷ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع بیشتر شود.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

خلاصه روند طراحی تیر تحت خمش، برش و پیچش:

۱- دیاگرام نیروی برشی، لنگر خمشی و لنگر پیچشی تیر ترسیم شود.

۲- مقطع تیر به عرض b و ارتفاع h براساس بارهای ضریبدار تعیین شود. مساحت آرماتورهای خمشی نیز تعیین شود.

۳- کنترل کنید، آیا میتوان از وجود لنگر پیچشی در مقطع صرف نظر نمود؟ شرط آن بصورت زیر است:

$$T_u \le \phi 0.27\lambda\sqrt{f'_c}\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}$$

اگر شرط فوق برقرار بود، آرماتورهای برشی و خمشی تنها تعیین شوند.

مقطع بحرانی برای طراحی پیچشی، به فاصله d از بر تکیه گاه است. در صورتی که در این فاصله لنگر پیچشی متمرکزی اعمال شود، مقطع بحرانی بر ستون لحاظ شود.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

۴- ابعاد مقطع تیر جهت جلوگیری از شکست ترد با استفاده از روابط زیر کنترل شود:

برای مقاطع توپر:

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2+\left(\frac{T_u p_h}{1.7A_{oh}^2}\right)^2} \le \phi\left(\frac{V_c}{b_w d}+2\sqrt{f_c'}\right)$$

برای مقاطع توخالی:

$$\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)+\left(\frac{T_u p_h}{1.7A_{oh}^2}\right) \le \phi\left(\frac{V_c}{b_w d}+2\sqrt{f_c'}\right)$$

که در آن T_u لنگر پیچشی ضریبدار، V_u نیروی برشی ضریبدار مقطع، b_w عرض مقطع، d عمق موثر، p_h محیط سطح محصور شده به وسیله محورهای اضلاع خاموت بسته پیچشی بیرونی در مقطع و A_{oh} نیز مساحت محصور شده بوسیله محورهای اضلاع خاموت بسته پیچشی بیرونی در مقطع، شامل سوراخ (در صورت وجود) است. همچنین V_c ظرفیت برشی تامین شده توسط بتن است.

در صورت عدم اقناع رابطه فوق، مقطع تیر باید افزایش داده شود.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

۵- مساحت آرماتور مورد نیاز برای تحمل برش بصورت زیر تعیین شود:

$$\frac{A_t}{s}=\frac{V_s}{f_{yt}d}$$

همچنین فاصله آرماتورهای عرضی برای تحمل برش تعیین شود. به نکات زیر توجه شود:

$If\ V_s > 2.2\sqrt{f_c'}b_w d$ ابعاد مقطع باید افزایش داده شود

$$If\ V_s < \sqrt{f_c'}b_w d \quad \Rightarrow \quad s_{max}=min\begin{cases} d/2 \\ 60\ cm \end{cases}$$

$$If\ \ 2.2\sqrt{f_c'}b_w d > V_s > \sqrt{f_c'}b_w d \quad \Rightarrow \quad s_{max}=min\begin{cases} d/4 \\ 30\ cm \end{cases}$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission. All rights reserved.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

۶- مقدار آرماتورهای عرضی مورد نیاز برای تحمل پیچش براساس A_v/s تعیین شود:

با فرض $\theta=45^\circ$ داریم:

$$\left(\frac{A_t}{s}\right)_{req} = \frac{T_u}{1.7\phi A_{oh} f_{yt}}$$

حداکثر فاصله آرماتورهای عرضی پیچشی به ۳۰ سانتیمتر یا $p_h/8$ محدود میشود.

۷- مقدار آرماتورهای برشی ناشی از برش مستقیم و برش ناشی از پیچش تعیین شود. برای دو ساق خاموت بسته داریم:

همچنین:

$$\left(\frac{A_v}{s}\right)_T = \left(\frac{A_v}{s}\right) + \left(\frac{2A_t}{s}\right)$$

$$\left(\frac{A_v}{s}\right)_T \geq 0.2\sqrt{f_c'}\frac{b_w}{f_{yt}} \geq 3.5\frac{b_w}{f_{yt}}$$

۸- براساس مقدار بدست آمده در گام ۷، قطر و فاصله خاموت ها تعیین شود. حداکثر فاصله خاموت‌ها ضوابط گام ۵ و ۶ را پوشش دهند.

 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- مقدار آرماتور طولی پیچشی تعیین شود:

$$A_l = \left(\frac{A_t}{s}\right) p_h \left(\frac{f_{yt}}{f_y}\right) \cot^2\theta$$

مقدار آرماتور طولی پیچشی با حداقل مقدار آرماتور طولی پیچشی مقایسه شود.

$$a)\ A_{l,min} \geq \frac{1.33\sqrt{f_c'}A_{cp}}{f_y} - \left(\frac{A_t}{s}\right) p_h \frac{f_{yt}}{f_y}$$

$$b)\ A_{l,min} \geq \frac{1.33\sqrt{f_c'}A_{cp}}{f_y} - \left(\frac{1.75 b_w}{f_{yt}}\right) p_h \frac{f_{yt}}{f_y}$$

۱۰- قطر آرماتورهای طولی تعیین شوند. فاصله این آرماتورها از یکدیگر نباید بیشتر از ۳۰ سانتیمتر باشد. آرماتورهای پیچشی طولی باید قطری معادل $0.042s$ ولی نه کمتر از ۱۰ میلیمتر داشته باشند.

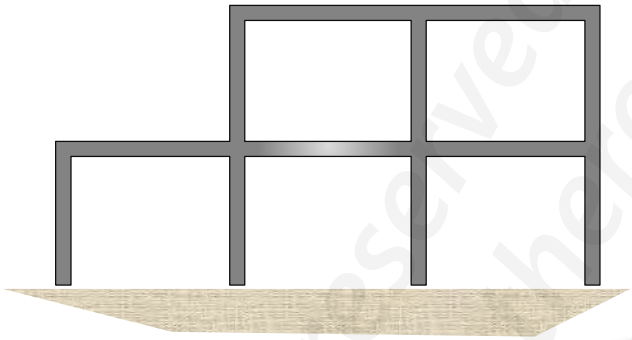
۱۱- آرماتورهای پیچشی در ناحیه‌ای حداقل به میزان (b_t+d) پس از مقطعی که دیگر به آنها نیازی نیست قطع شوند.

۱۲- ترسیم نقشه

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

فصل شانزدهم

تیرها و قاب‌های پیوسته



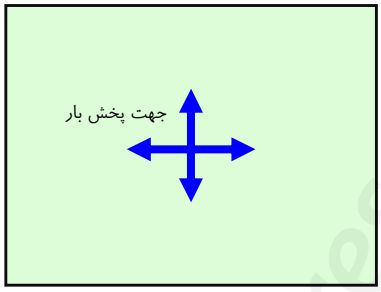
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

فصل هفدهم

دال‌های دوطرفه



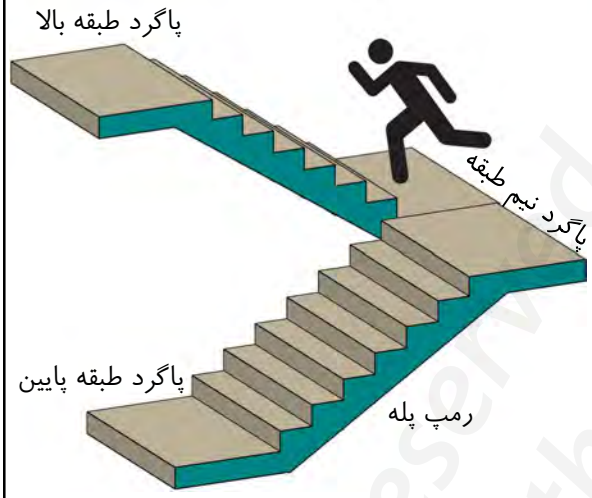
صفحه ۵۱۵ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

صفحه ۵۱۶ 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 هجدهم

راه‌پله



صفحه ۵۱۷ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

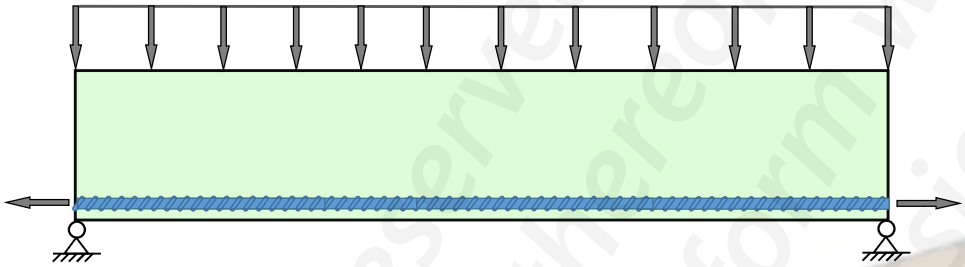
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

صفحه ۵۱۸ 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 نوزدهم

اعضای پیش تنیده



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

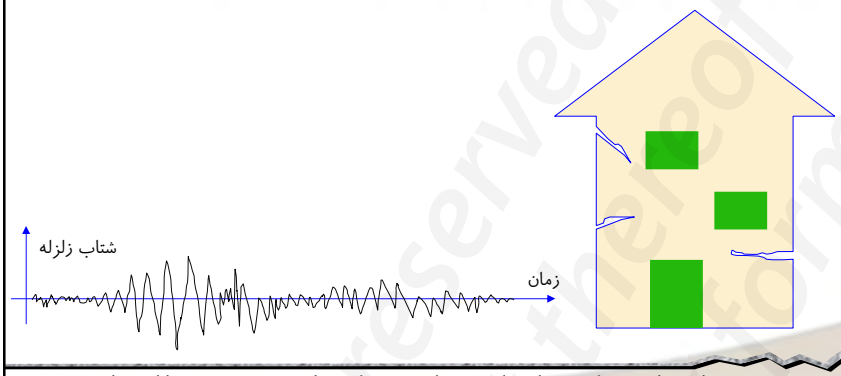
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without written permission.

فصل بیستم

طراحی لرزه‌ای سازه‌های بتنی



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

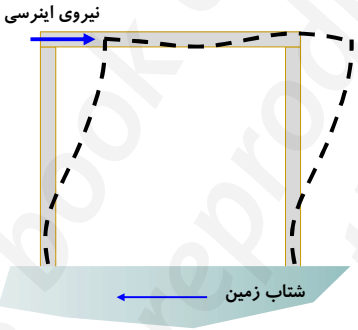
طراحی لرزه‌ای سازه‌های بتنی:

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.

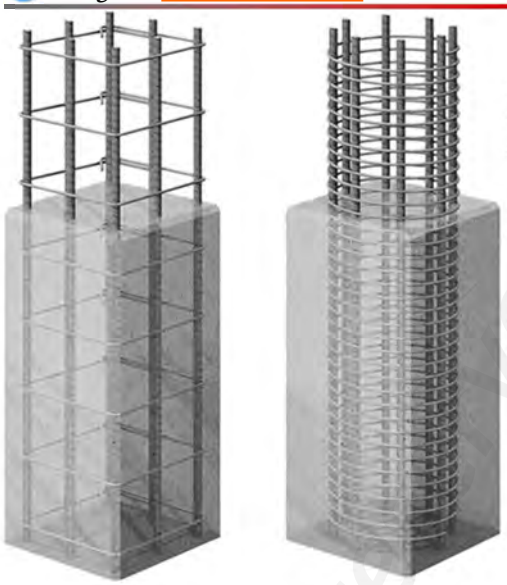
جهت بارهای زلزله عموما افقی بوده ولی بارهای مرده و زنده ثقلی هستند.



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



بتن محصور شده (Confined Concrete)

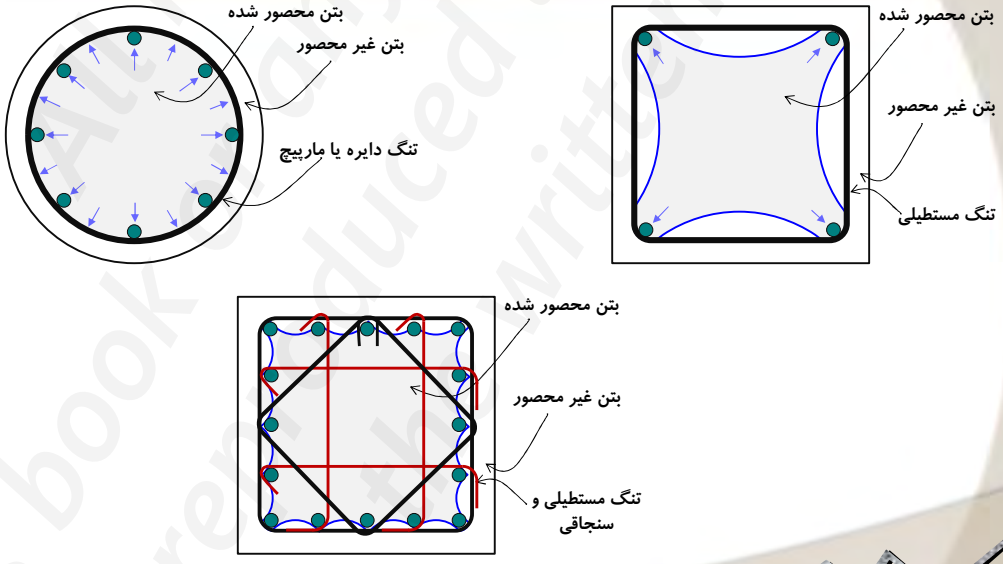
در حالتی بتن از تمام جهات محصور باشد، به آن بتن محصور گفته میشود. نمونه بارز بتن محصور، را میتوان ستون دارای خاموتهای مارپیچی در نظر گرفت که دارای محصوریت مناسبیتری نسبت به خاموتهای بسته است.

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

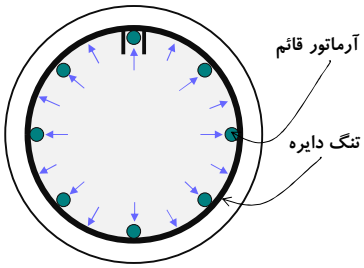
صفحه ۵۲۳ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

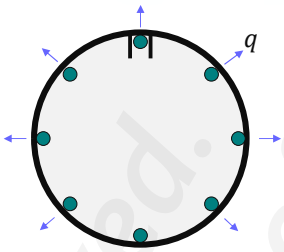
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



صفحه ۵۲۴ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

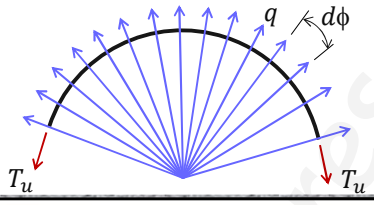
برای تعیین نیروی کششی ایجاد شده در خاموت، مطابق شکل زیر، شدت بار گسترده خطی روی خاموت برابر q و r_c شعاع خاموت در نظر گرفته می‌شود. با نوشتن معادله تعادل داریم:



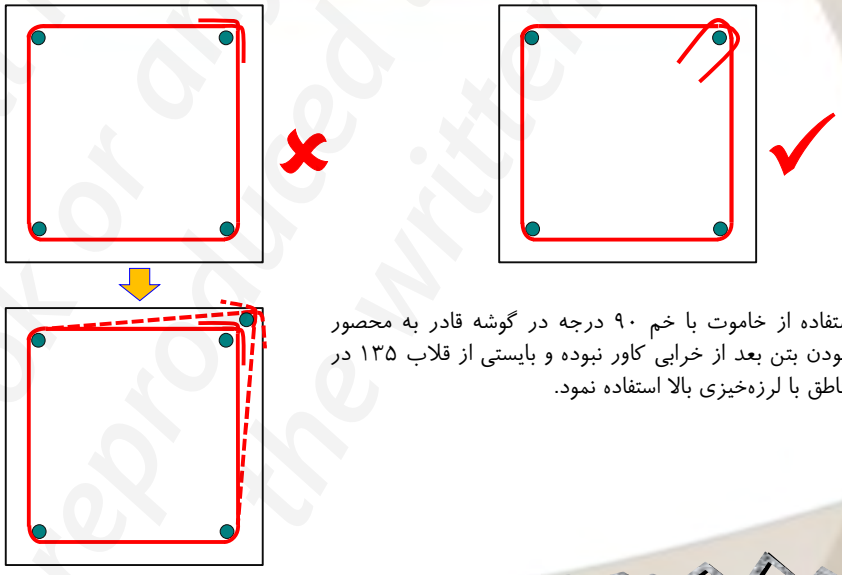


$$2T_u = 2\int_0^{\frac{\pi}{2}} qr_c \sin\phi \, d\phi$$
$$\rightarrow T_u = qr_c$$

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.



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission



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.

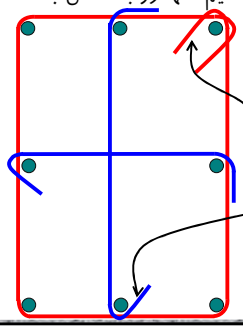
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

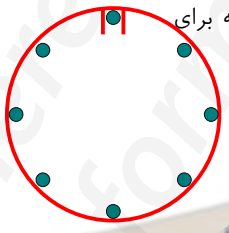
تعریف آرماتور دورگیر (hoop reinforcement) (در مبحث نهم ویرایش ۹۹):

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 سَردار 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.





 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

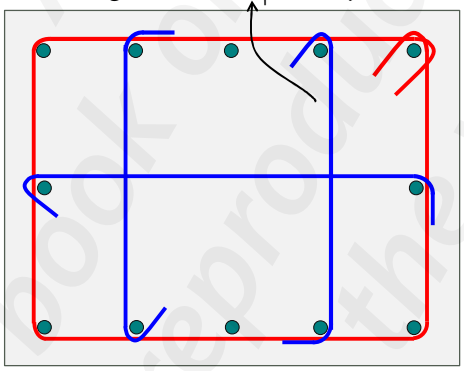
All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

نتیجه عدم محصور شدگی میلگردهای طولی

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

شکل‌پذیری (Ductility)

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.

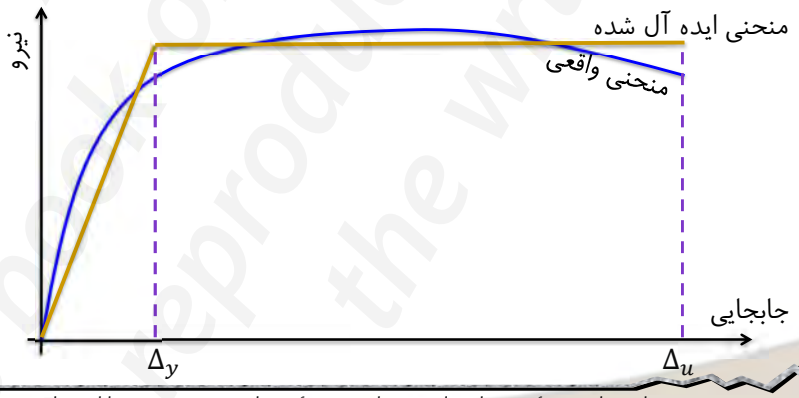
$$\mu = \frac{\varphi_u}{\varphi_y}$$

 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.

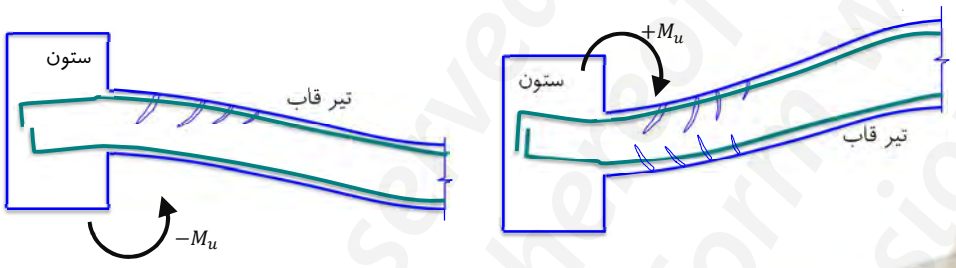
Ductility may also be defined in terms of strain, curvature, rotation, or deflection



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

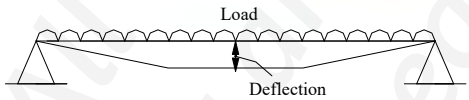
برای بیان شکل پذیری تیر نشان داده شده در شکل زیر را مشاهده نمایید. تیر تحت بارگذاری رفت و برگشت دچار ترک خوردگی میشود. بعد از ترک خوردگی بتن کاور، آرماتورهای طولی تمایل به کمانش دارند، مگر آنکه توسط خاموت‌ها نگه داشته شوند. وجود خاموت ها سبب محصور شدگی بتن و افزایش شکل پذیری آن می‌شود.



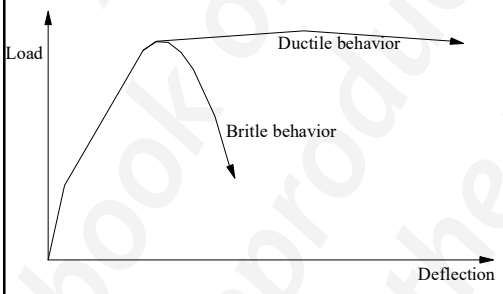
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

عوامل موثر در شکل پذیری اعضاء قاب‌ها



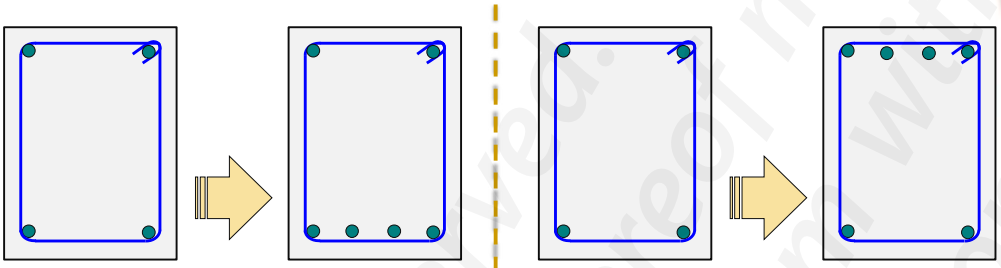
❊ یک عضو شکننده در بار نهایی بدون تغییر شکل زیاد منهدم می‌گردد. در حالیکه در یک عضو شکل‌پذیر بعد از تسلیم، تغییر مکان، افزایش یافته و بعد از ایجاد تغییر مکان نسبتا زیاد انهدام صورت می‌گیرد.



❊ رفتار و منحنی تغییرات بار- تغییر شکل اعضای خمشی برای اعضای شکننده و اعضای شکل پذیر در شکل روبرو نشان داده شده است.

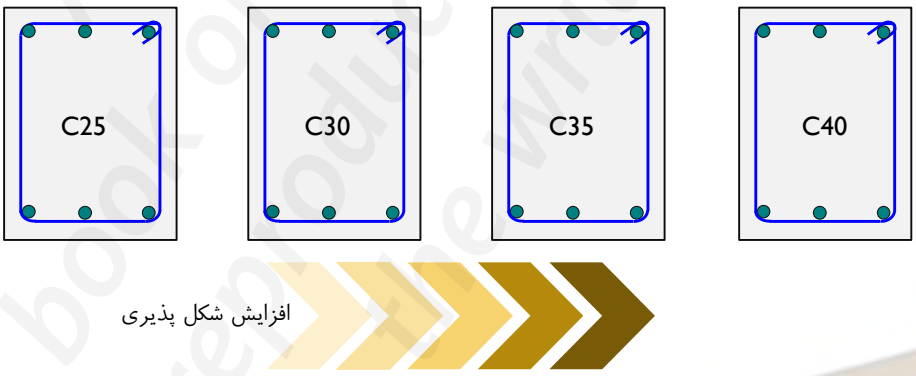
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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.



صفحه ۵۳۵ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

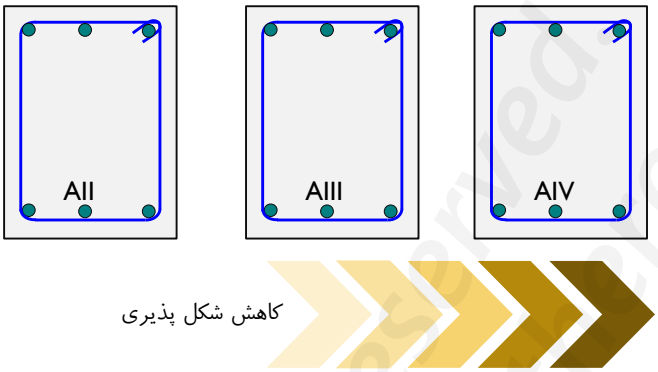
ب- مقاومت بتن مصرف شده: با افزایش مقاومت بتن مقدار عمق موثر لازم در یک مقطع کاهش خواهد یافت در نتیجه باعث افزایش انحناء و شکل پذیری خواهد شد.



صفحه ۵۳۶ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

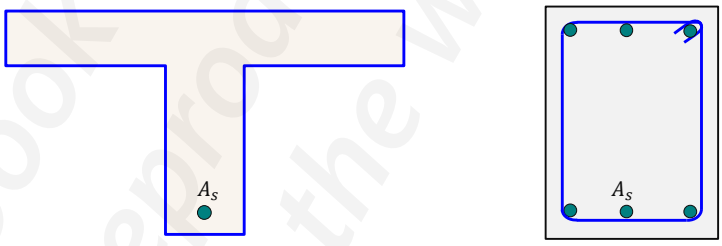
پ- مقاومت فولاد مصرف شده: با افزایش مقاومت میلگردهای کششی مصرف شده در مقطع تحت خمش، ارتفاع بتن فشاری جهت مقابله با نیروهای کششی فولاد بیشتر خواهد شد در نتیجه انحناء و شکل پذیری کاهش خواهد یافت.



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

ت- شکل مقطع عرضی عضو تحت خمش: مقطعی که ارتفاع بتن فشاری را کاهش دهد مقطع مناسبی از نظر شکل پذیری می‌باشد مانند مقاطع شکل T و شکل L، که باعث کاهش ارتفاع بتن فشاری شده و در نتیجه انحناء و شکل پذیری افزایش می‌یابند. استفاده از مقاطع با عمق زیاد برای تیرها در طبقات پایین قاب، شکل پذیری قاب را بشدت کاهش می‌دهد.

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.

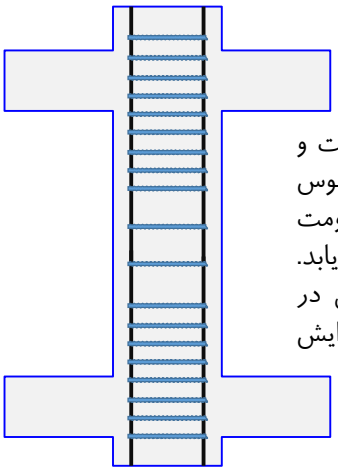


 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission. All rights reserved

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

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 شکل پذیری 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. بعبارت دیگر فشار محبوس کننده جانبی باعث می‌گردد که بتن در تغییر شکلهای بیشتری خرد شود در نتیجه شکل پذیری عضو افزایش می‌یابد.

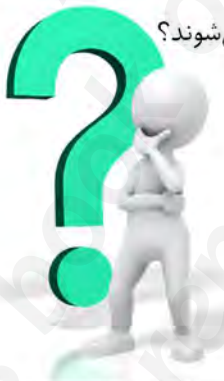
صفحه ۵۳۹ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

رفتار چرخه‌ای (Hysteresis)

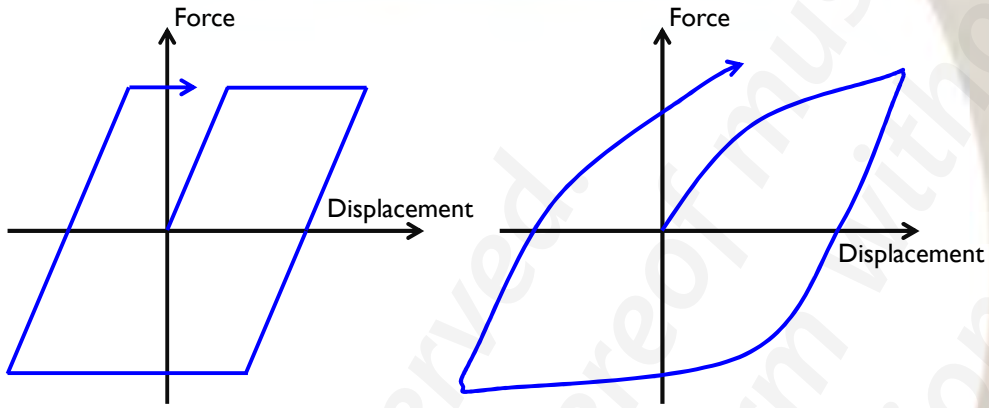
رفتار رفت و برگشت یه المان یا یک سازه تحت بارهای جانبی یکی از مشخصات اصلی در رفتار آنها است.

* 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 اثرگذارند؟



صفحه ۵۴۰ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



Hysteresis loops. (a) Idealized elastoplastic loop. (b) Well-detailed beam plastic hinge loop.

صفحه ۵۴۱ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

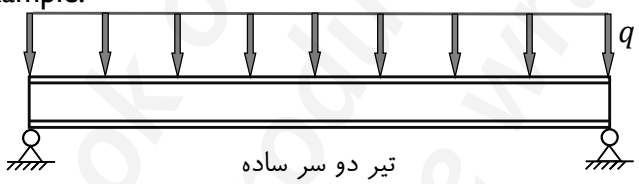
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

درجه نامعینی (افزونگی) (Redundancy)

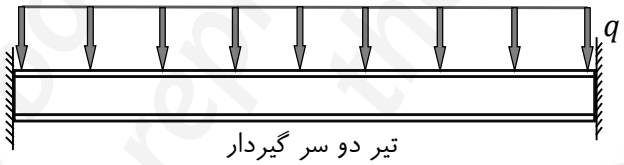
رفتار سازه‌ها تحت بارهای زلزله، به میزان زیادی به درجه نامعینی آنها وابسته است.

* چگونه درجه نامعینی یک سازه را افزایش دهیم؟

Example:



تیر دو سر ساده

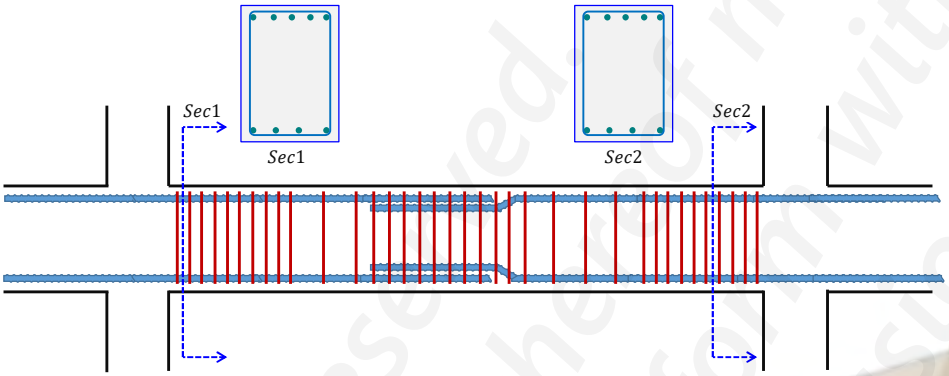


تیر دو سر گیردار

صفحه ۵۴۲ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

جزئیات بندی (Detailing)

جزئیات بندی نقش بسیار مهمی در انتقال بارها و رفتار شکل پذیر سازه‌ها دارد. معمولا آیین‌نامه‌های طراحی بیشتر تاکید بر جزئیات بندی دارند تا تحلیل دقیق.



 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:

۹-۲۰-۲-۱-۲ 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 ۹-۲۰-۱ رعایت شوند.

جدول ۹-۲۰-۱ ضوابط مربوط به سطوح شکل پذیری سیستم‌های بتن‌آرمه

نوع سیستم	سطوح شکل پذیری		
	کم (معمولی)	متوسط	زیاد (ویژه)
قاب های خمشی	بند ۹-۲۰-۳	بند ۹-۲۰-۵	بند ۹-۲۰-۶
دیوارهای سازه‌ای	بند ۹-۲۰-۴	-	بند ۹-۲۰-۷
دیافراگم و خرپا	-	بند ۹-۲۰-۸	بند ۹-۲۰-۸
شالوده	بند ۹-۲۰-۹		

ویرایش ۹۲ مبحث نهم: دیوار برشی متوسط وجود داشت.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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-۱) تیرهای قاب خمشی ویژه (Beams of special moment frames)

طبق ACI318، فرض بر آن است که تیرها توسط اتصالاتی به ستون متصل شده است.

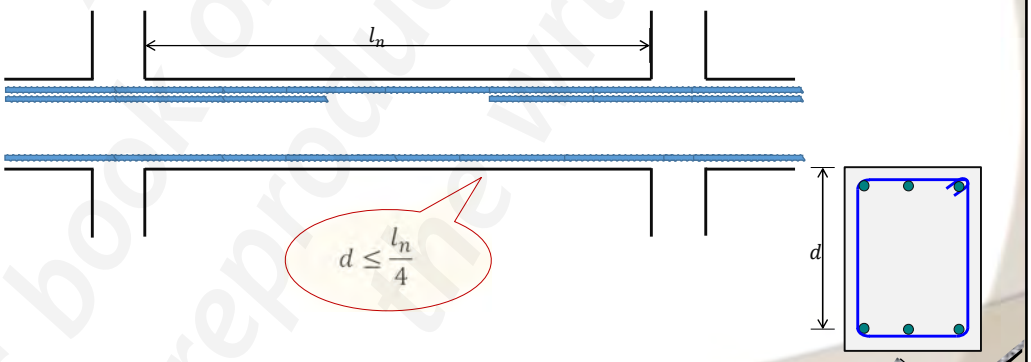
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

محدودیت‌های ابعادی:

برای تیرها طبق ACI بند 18.6.2 و همچنین بند ۹-۲۰-۶-۲-۱-۱ مبحث نهم، محدودیت‌های زیر در نظر گرفته شده است:

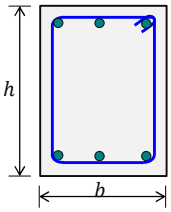
۱- ارتفاع موثر مقطع نباید بیشتر از یک چهارم طول دهانه آزاد باشد.



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

۲- عرض مقطع نباید کمتر از سه دهم ارتفاع آن یا ۲۵ سانتیمتر باشد.



$$b \geq \max\begin{cases} 0.3h \\ 250\ mm \end{cases}$$

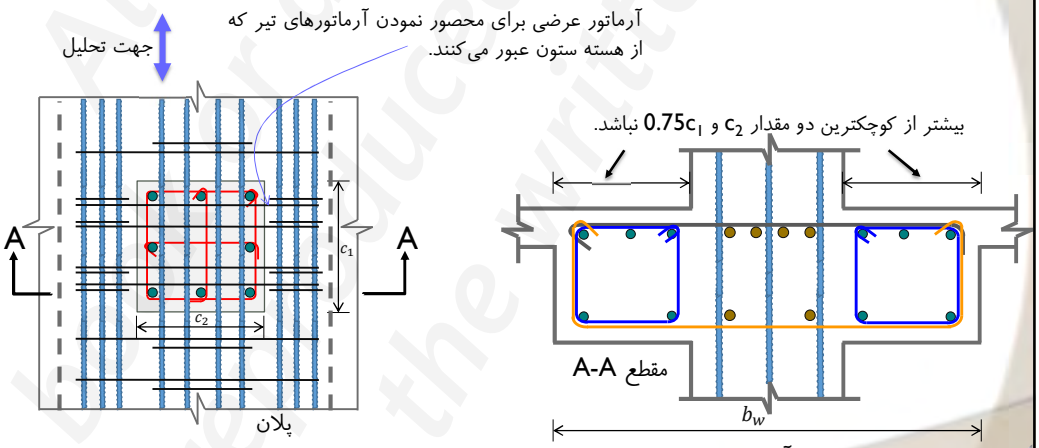
مثال) حداقل عرض یک تیر با عمق کلی ۹۰۰ میلیمتر چقدر است؟

$$b \geq \max\begin{cases} 0.3h \\ 250\ mm \end{cases} = \max\begin{cases} 0.3 \times 900 \\ 250\ mm \end{cases} = 270\ mm$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

۳- عرض مقطع نباید بیشتر از عرض عضو تکیه‌گاهی، در صفحه عمود بر محور طولی عضو خمشی، به اضافه کوچکترین دو مقدار c_2 و $0.75c_1$ در هر طرف عضو تکیه‌گاهی باشد.



* 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

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

آرماتورهای طولی تیر:

برای تیرها طبق ACI بند 18.6.3 و همچنین بند ۹-۲۰-۲-۲ 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:

$$\rho_{min} = max\begin{cases}\dfrac{0.25\sqrt{f'_c}}{f_y}\\ \dfrac{1.4}{f_y}\end{cases}$$

این مقدار حداقل وقتی مقدار آرماتور مصرفی بیشتر از یک سوم مقدار محاسباتی باشد، قابل صرف نظر کردن است.

$$\rho_{max} = \begin{cases}0.025 & \rightarrow \quad f_y \le 420\ MPa\\ 0.020 & \rightarrow \quad f_y = 520\ MPa\end{cases}$$

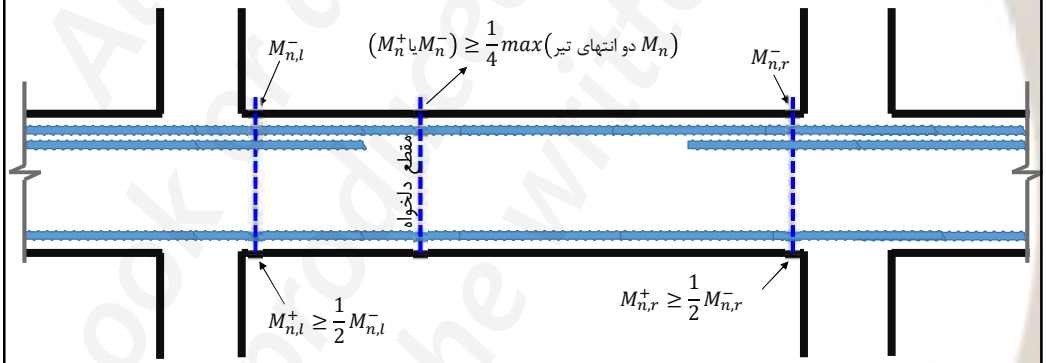
نسبت آرماتور کششی نباید بیشتر از 0.025 برای فولاد با حد تسلیم ۴۲۰ مگاپاسکال و کمتر حداکثر برابر 0.02 برای فولاد با حد تسلیم ۵۲۰ مگاپاسکال، اختیار شود. همچنین حداقل دو میلگرد با قطر ۱۲ باید هم در بالا و هم در پایین مقطع در سراسر طول پیش‌بینی گردد.

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.

 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.

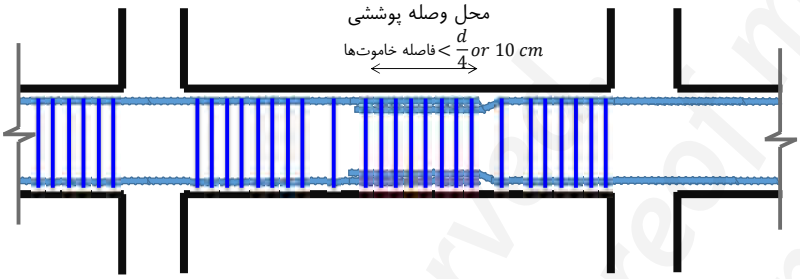


18.6.3.2 Positive moment strength at joint face shall be at least one-half the negative moment strength provided at that face of the joint. Both the negative and the positive moment strength at any section along member length shall be at least one-fourth the maximum moment strength provided at face of either joint.

 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 برگیرنده وصله از یکدیگر نباید بیشتر از کوچکترین دو مقدار یک چهارم ارتفاع موثر و ۱۰ سانتیمتر باشد.



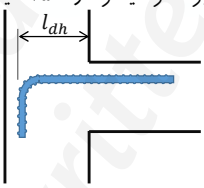
18.6.3.3 Lap splices of deformed longitudinal reinforcement shall be permitted if hoop or spiral reinforcement is provided over the lap length. Spacing of the transverse reinforcement enclosing the lap-spliced bars shall not exceed the lesser of d/4 and 10 cm.

 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 ۹-۲۰-۶-۵-۵ 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.

$$l_{dh} = \frac{f_y d_b}{\left(5.4\lambda\sqrt{f_c'}\right)} > 150\ mm \quad or \quad 8d_b$$



مثال) حداقل طول گیرایی قلابدار میلگرد ۲۵، براساس ضوابط لرزه ای، چقدر است؟ تنش تسلیم میلگرد ۴۰۰ و مقاومت مشخصه آن ۳۰ مگاپاسکال در نظر گرفته شود.

$$l_{dh} \geq \begin{cases} \dfrac{f_y d_b}{\left(5.4\lambda\sqrt{f_c'}\right)} = \dfrac{400 \times 25}{\left(5.4 \times 1.0 \times \sqrt{30}\right)} = 338\ mm \\ 150\ mm \\ 8 \times 25 = 200\ mm \end{cases}$$

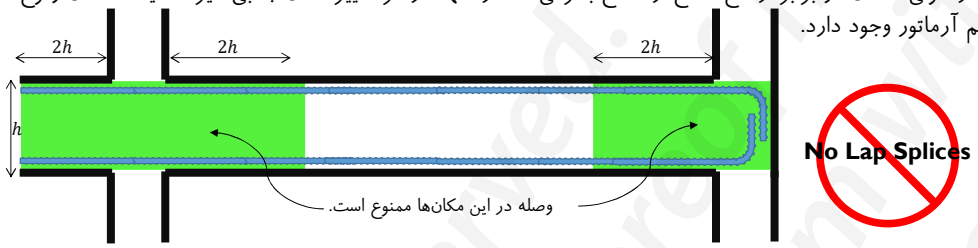
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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 بر 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.



Lap splices shall not be used in locations (a) through (c):

(a) Within the joints

(b) Within a distance of twice the beam depth from the face of the joint

(c) 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

 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 ۹-۲۰-۶-۲-۳ 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 بر 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.

18.6.4.1 Hoops shall be provided in the following regions of a beam:

(a) 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

(b) 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.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

۲- 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.

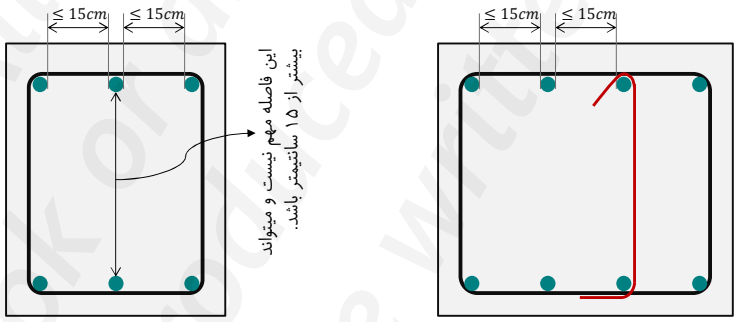
پ) مهار تنگ‌ها در مقاطع مستطیلی با قلاب استاندارد که میلگرد طولی را در بر گرفته، انجام می‌شود.

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 ۵۵۵ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

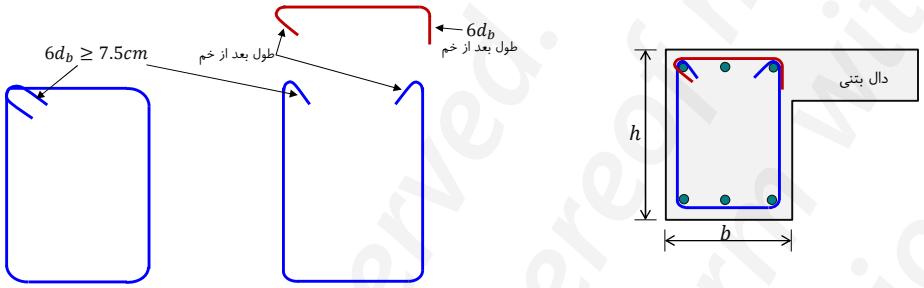


صفحه ۵۵۶ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

۳- 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.



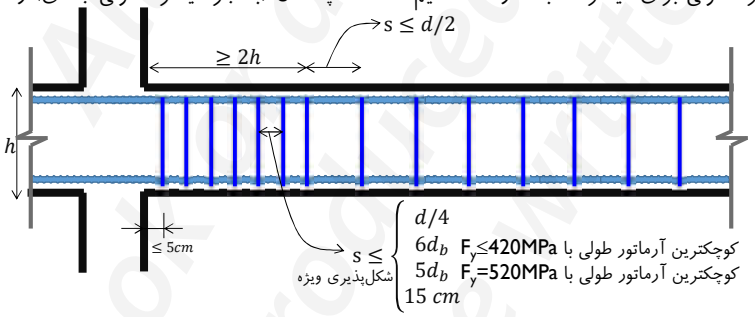
18.6.4.3 Hoops in beams shall be permitted to be made up of two pieces of reinforcement: a stirrup having seismic hooks at both ends and closed by a crosstie. Consecutive crossties engaging the same longitudinal bar shall have their 90-degree hooks at opposite sides of the flexural member. If the longitudinal 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.

 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:



در قاب ویژه: حداقل قطر خاموت ۱۰ م م برای میلگرد طولی تا قطر ۳۲ و حداقل ۱۲ م 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.

 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.

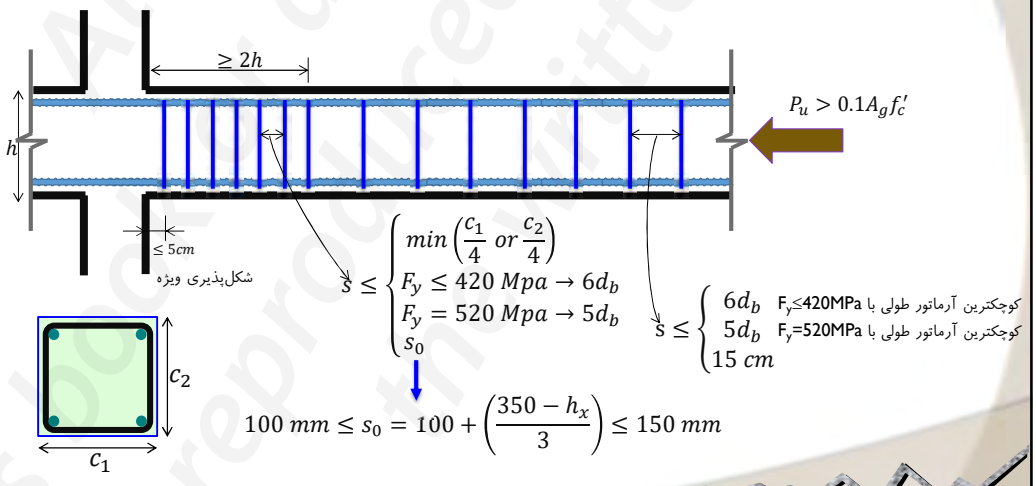
۷- در نواحی بحرانی در تیرهایی که نیروی محوری آنها از $0.1A_g f'c$ بیشتر می‌شود، باید از دورگیرهای گفته شده در ناحیه L_0 ستون استفاده نمود. در سایر نواحی تیر باید از خاموت‌هایی با مشخصات داده شده مربوط به ستون‌ها با فواصل s برابر با کمترین مقدار ۶ برابر قطر کوچکترین میلگرد طولی برای میلگردها با مقاومت 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

صفحه ۵۵۹ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

بنابراین بطور خلاصه برای تیرهای دارای نیروی محوری قابل ملاحظه، خلاصه ضوابط زیر باید رعایت شود.



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

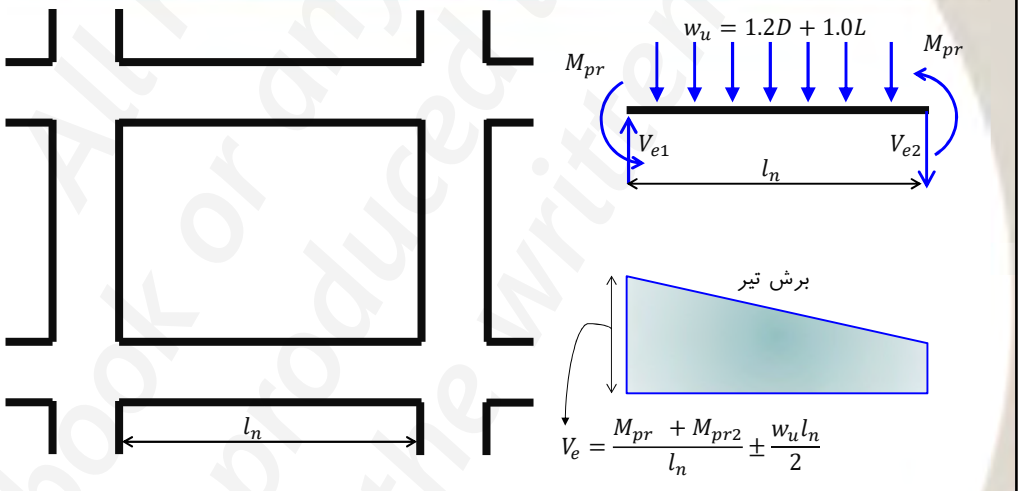
برش در تیرهای با شکل‌پذیری زیاد

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 مفاصل 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 Ve 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 ۵۶۱ 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 ۵۶۲ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission. All rights reserved.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

در 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.

$$M_{pr} = A_s(1.25f_y)\left(d - \frac{a}{2}\right) \qquad a = \frac{A_s(1.25f_y)}{0.85f'_c}$$

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:

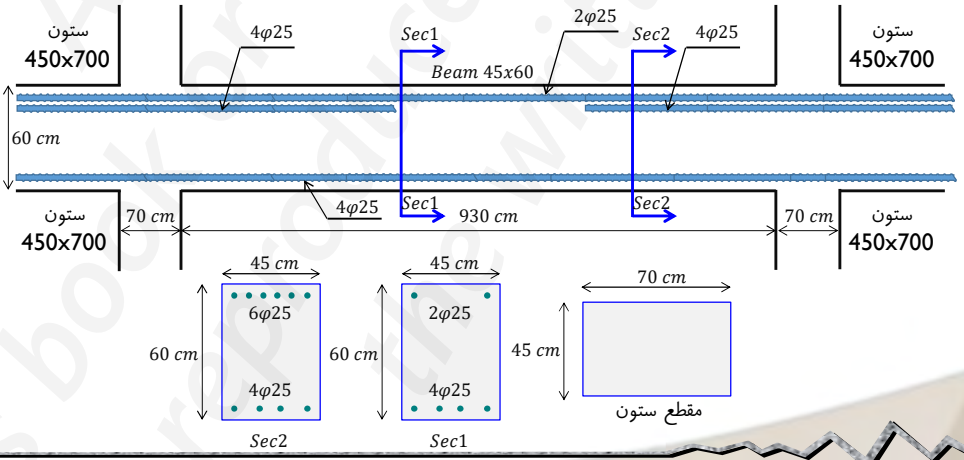
(a) The earthquake-induced shear force calculated in accordance with 18.6.5.1 represents at least one-half of the maximum required shear strength within those lengths.

(b) The factored axial compressive force P_u including earthquake effects is less than $0.5A_g f'_c$.

 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 30kN/m و بار سرویس زنده 20kN/m قرار دارد. مقاومت مشخصه بتن ۳۰ و تنش تسلیم فولاد ۴۲۰ مگاپاسکال در نظر گرفته شود.



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

الزامات مبحث نهم ویرایش ۹۹ و ACI318-19 را برای این سازه بررسی می‌کنیم.

۱) محدودیت‌های ابعادی

طبق ضوابط بند ۹-۲۰-۶-۲-۱-۱ مبحث نهم داریم:

۱- ارتفاع موثر مقطع نباید بیشتر از یک چهارم طول دهانه آزاد باشد.

d=60-4-1-1.25=53.75cm

$$\frac{930}{53.75} = 17.3 > 4 \quad Ok$$

۲- عرض مقطع نباید کمتر از سه دهم ارتفاع آن یا ۲۵ سانتیمتر باشد. عرض تیر ۴۵ سانتیمتر بوده که از 0.3(60) 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_2 و $0.75c_1$ در هر طرف عضو تکیه‌گاهی باشد. در اینجا عرض تیر برابر عرض ستون بوده و شرایط اقناع می‌شود.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

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:

$$\rho_{max} = \begin{cases} 0.025 & \rightarrow \quad f_y \leq 420\ MPa \\ 0.020 & \rightarrow \quad f_y = 520\ MPa \end{cases}$$

$$\rho_{max}(provided) = \frac{2945.2}{455(537.5)} = 0.01217 < 0.025 \quad Ok$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission. All rights reserved.

- 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:

$$M_n(+ve) = \left(A_{s,+v}\right) f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

از تعادل نیروها داریم:

$$C_n(+ve) = T_n(+ve) \Rightarrow 0.85(30)(a)(450) = \frac{4 \times \pi \times 25^2}{4}(420)$$

$$\Rightarrow a = 71.8\ mm$$

$$M_n(+ve) = \frac{1963(420)}{10^6}\left(537.5 - \frac{71.8}{2}\right) = 413.6\ kN.m$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

Negative moment strength at face of joint is evaluated as follows:

$$M_n(-ve) = \left(A_{s,-ve}\right) f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

از تعادل نیروها داریم:

$$C_n(-ve) = T_n(-ve) \Rightarrow 0.85(30)(a)(450) = \frac{6 \times \pi \times 25^2}{4}(420)$$

$$\Rightarrow a = 107.8\ mm$$

بنابراین داریم:

$$M_n(-ve) = \frac{\frac{6 \times \pi \times 25^2}{4}(420)}{10^5}\left(537.5 - \frac{107.8}{2}\right) = 598.2\ kN.m$$

$$M_n(+ve) > \frac{M_n(-ve)}{2} \qquad at\ face\ of\ joint.\ (O.K)$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission. All rights reserved.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

- 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. در مقطعی که کمترین آرماتور را دارد، مقاومت خمشی بررسی میشود.

از تعادل نیروها داریم:

$$C_n = T_n \Rightarrow 0.85(30)(a)(450) = \frac{2 \times \pi \times 25^2}{4}(420)$$

$$\Rightarrow a = 35.9\ cm$$

$$M_n = \frac{\frac{2 \times \pi \times 25^2}{4}(420)}{10^6}\left(537.5 - \frac{35.9}{2}\right) = 214.2\ kN.m > \frac{598.2}{4}\ kN.m \quad Ok$$

- 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 برگیرنده 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 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.

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

طول گیرایی در کشش برای آرماتورهای بالا برابر است با:

$$l_d = \left[\frac{\psi_t \psi_e \psi_s \psi_g}{\lambda\left(\frac{c_b + k_{tr}}{d_b}\right)} \times \frac{0.9 f_y}{\sqrt{f_c'}}\right] d_b > 30\ cm$$

مقدار ψ_t (ضریب موقعیت میلگردها) چون میلگرد بالا است، برابر 1.3 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 1.15 و برای سایر میلگردها برابر یک در نظر گرفته می‌شود.

مقدار c بصورت زیر تعیین می‌شود.

$$c = min\left(\begin{matrix} 40 + 10 + 12.5 = 62.5\ cm \\ \frac{450 - 2(40) - 2(10) - 25}{2} = 162.5\ cm \end{matrix}\right) = 62.5\ mm$$

صفحه ۵۷۰ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

$$k_{tr}=\frac{40A_{tr}}{sn}=\frac{40\times 2(\pi\times 10^2\times 0.25)}{100\times 4}=15.7\ mm$$

$$\frac{c+k_{tr}}{d_b}=\frac{62.5+15.7}{25}=3.128>2.5\quad\Rightarrow\quad\frac{c+k_{tr}}{d_b}=2.5$$

$$l_d=\left[\frac{\psi_t\psi_e\psi_s\psi_g}{\lambda\left(\frac{c_b+k_{tr}}{d_b}\right)}\times\frac{0.9f_y}{\sqrt{f_c'}}\right]d_b=\left[\frac{1.3\times 1.0\times 1.0\times 1.0}{1.0(2.5)}\times\frac{0.9\times 420}{\sqrt{30}}\right]25=900\ mm$$

$$>300\ mm$$

طول گیرایی در کشش برای آرماتورهای پایین برابر است با:

$$l_d=\left[\frac{\psi_t\psi_e\psi_s\psi_g}{\lambda\left(\frac{c_b+k_{tr}}{d_b}\right)}\times\frac{0.9f_y}{\sqrt{f_c'}}\right]d_b>30\ cm$$

مقادیر پارامترهای فوق به مانند آرماتورهای بالا بوده با این تفاوت که ضریب موقعیت برابر 1.0 است. مقدار c بصورت زیر تعیین می‌شود.

$$c=min\left(\begin{matrix}40+10+12.5=62.5\ cm\\ \frac{450-2(40)-2(10)-25}{2\times 3}=54.2\ cm\end{matrix}\right)=54.2\ mm$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

$$k_{tr}=\frac{40A_{tr}}{sn}=\frac{40\times 2(\pi\times 10^2\times 0.25)}{10\times 4}=15.7\ cm$$

$$\frac{c+k_{tr}}{d_b}=\frac{54.2+15.7}{25}=2.79>2.5\quad\Rightarrow\quad\frac{c+k_{tr}}{d_b}=2.5$$

$$l_d=\left[\frac{\psi_t\psi_e\psi_s\psi_g}{\lambda\left(\frac{c_b+k_{tr}}{d_b}\right)}\times\frac{0.9f_y}{\sqrt{f_c'}}\right]d_b=\left[\frac{1.0\times 1.0\times 1.0\times 1.0}{1.0(2.5)}\times\frac{0.9\times 420}{\sqrt{30}}\right]25\approx 700\ mm$$

$$>300\ mm$$

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 بر 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.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission. All rights reserved.

بنابراین بایستی به در فاصله 2h=120 cm از بر ستون، آرماتورها دارای فاصله حداکثر زیر باشند.

$$Maximum\ hoop\ spacing \le \begin{cases} \dfrac{d}{4} = \dfrac{537.5}{4} = 134.4\ mm \\ 6d_b = 6(25) = 150\ mm \\ 150\ mm \end{cases} \qquad taken\ as\ 125\ mm$$

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 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 مفاصل 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 ϕ=1.0 لحاظ شود.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

$$w_u = 1.2(30) + 0.5(20) = 46\frac{kN}{m}$$

$$\frac{w_u l_c}{2} = \frac{46(9.3)}{2} = 213.9\ kN$$

$$M_{pr}(+ve) = 1.25A_s(+ve)f_y\left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$\Rightarrow 0.85(30)(a)(450) = 1.25\left(\frac{4 \times \pi \times 25^2}{4}\right)(420) \quad \Rightarrow \quad a = 89.8\ mm$$

$$M_{pr}(+ve) = \frac{1.25\left(\frac{4 \times \pi \times 25^2}{4}\right)(420)}{10^6}\left(537.5 - \frac{89.8}{2}\right) = 507.7\ kN.m$$

$$M_{pr}(-ve) = 1.25A_s(-ve)f_y\left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$\Rightarrow 0.85(30)(a)(450) = 1.25\left(\frac{6 \times \pi \times 25^2}{4}\right)(420) \quad \Rightarrow \quad a = 134.7\ mm$$

$$M_{pr}(-ve) = \frac{1.25\left(\frac{6 \times \pi \times 25^2}{4}\right)(420)}{10^6}\left(537.5 - \frac{134.7}{2}\right) = 726.9\ kN.m$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

$$\left(\frac{M_{pr}(-ve)+M_{pr}(+ve)}{l_c}\right)=\frac{726.9+507.7}{9.3}=132.7\ kN$$

$$V_{e,max}=132.7+213.9=346.6\ kN$$

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 132.7<346.6/2 t بنابراین عبارت بالا برقرار نخواهد بود

$$V_c=0.17\sqrt{f'_c}bd=\frac{0.17\sqrt{30}(450)(537.5)}{1000}=225\ kN$$

$$V_s=V_n-V_c=\frac{V_u}{\varphi}-V_c=\frac{346.6}{0.75}-225=237\ kN$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

با توجه به استفاده از دو ساق میلگرد ۱۰ به عنوان خاموت داریم:

$$V_s=\frac{A_v f_y d}{s}=\frac{2(78.5)(420)(537.5)}{s}=237(1000)\Rightarrow\ s=149\ mm$$

Use two-legged 10 mm stirrups @ 12.5 cm.

خاموت‌ها در نواحی خارج از محل بحرانی:

$$\frac{V_u+81.2}{346.6+81.2}=\frac{8.1}{9.3}\ \Rightarrow\ V_u=291.4\ kN$$

$$V_s=V_n-V_c=\frac{V_u}{\varphi}-V_c=\frac{291.4}{0.75}-225=163\ kN$$

با توجه به استفاده از دو ساق میلگرد ۱۰ به عنوان خاموت داریم:

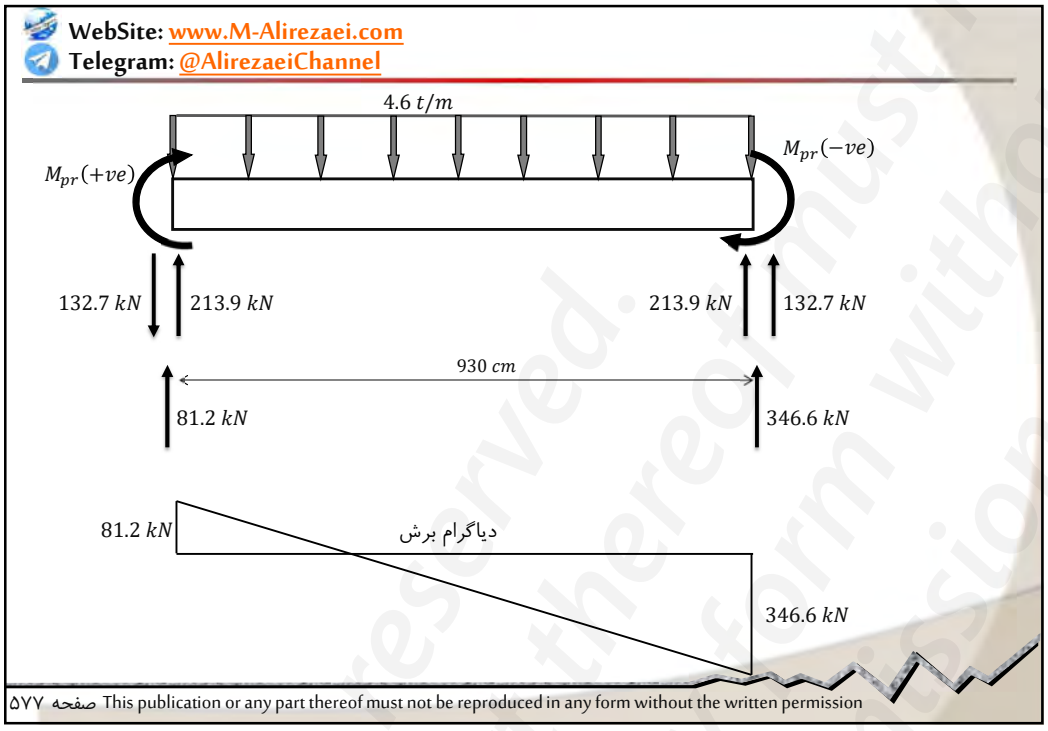
$$V_s=\frac{A_v f_y d}{s}=\frac{2(78.5)(420)(537.5)}{s}=163(1000)$$

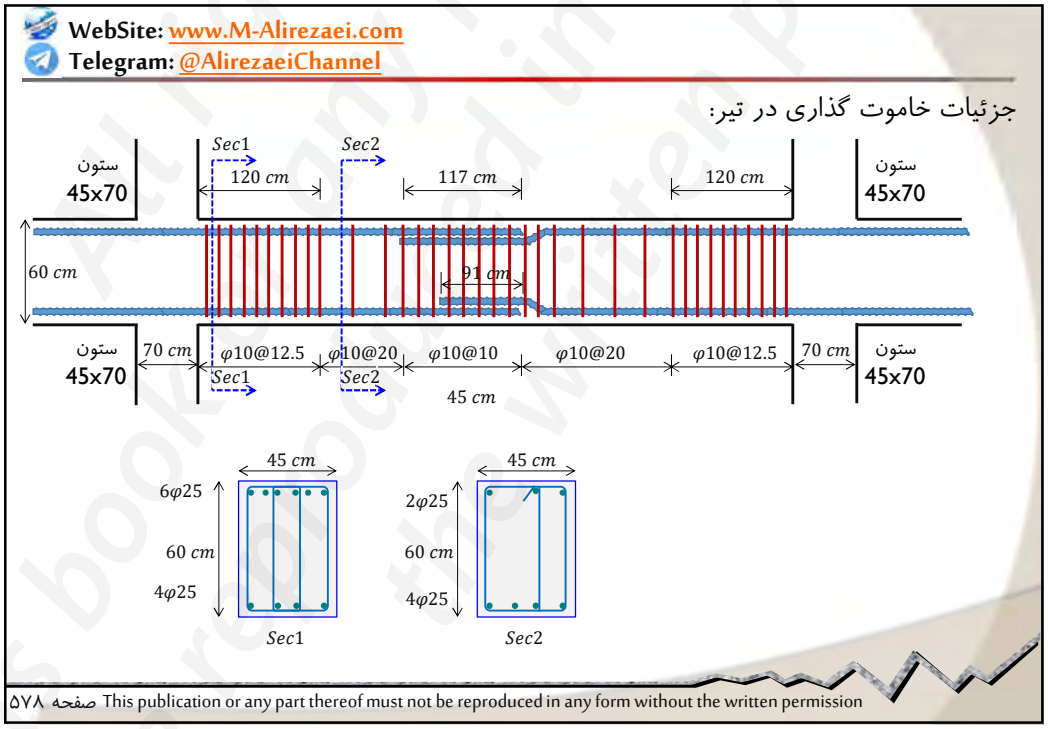
$$\Rightarrow\ s=217\ mm<\frac{537.5}{2}mm=268\ mm$$

Use two-legged 10 mm stirrups @ 20 cm.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.





This book is protected by copyright. All rights reserved. This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

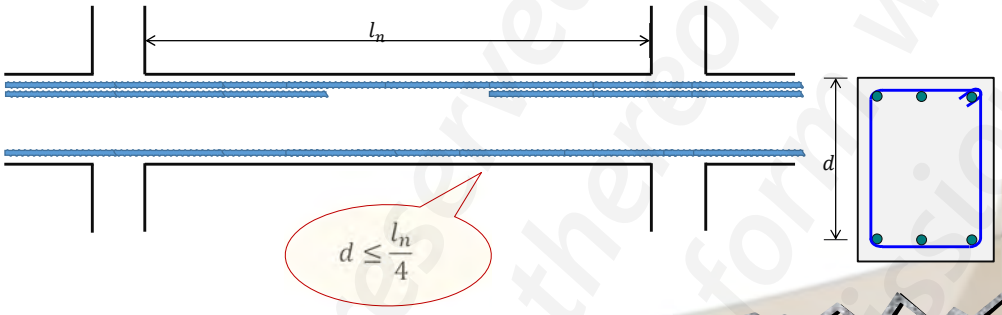
الف-۲) تیرهای قاب خمشی متوسط (Beams of intermediate moment frames)

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:

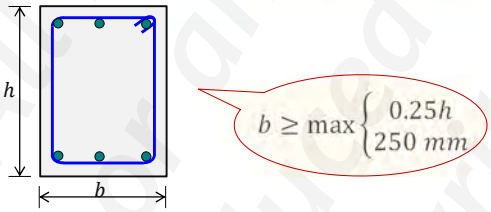
برای تیرها طبق بند ۹-۲۰-۵-۲-۱ مبحث نهم، محدودیت‌های زیر در نظر گرفته شده است:

۱- ارتفاع موثر مقطع نباید بیشتر از یک چهارم طول دهانه آزاد باشد.



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

۲- عرض مقطع نباید کمتر از یک چهارم ارتفاع آن یا ۲۵ سانتیمتر باشد.



مثال) حداقل عرض یک تیر (در قاب خمشی متوسط) با عمق کلی ۹۰۰ میلیمتر چقدر است؟

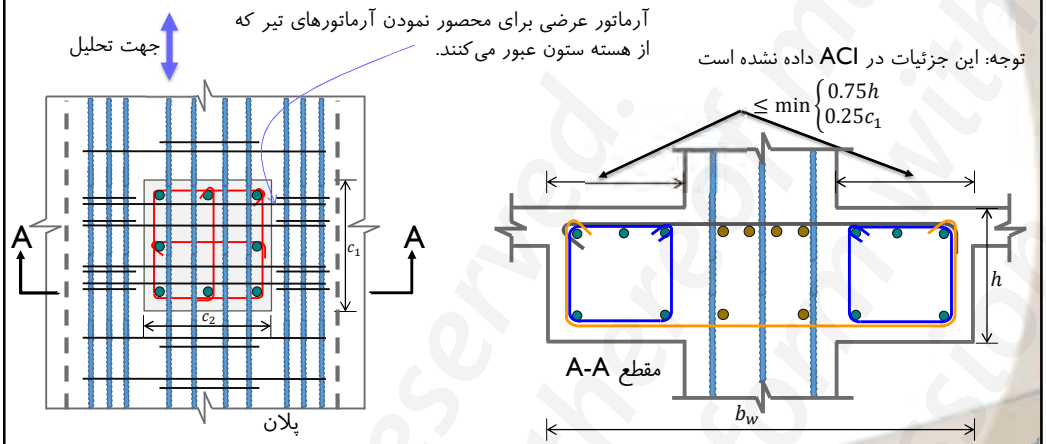
$$b \ge \max\begin{cases} 0.25h \\ 250\ mm \end{cases} = \max\begin{cases} 0.25 \times 900 = 225\ mm \\ 250\ mm \end{cases} = 250\ mm$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

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 اضافه‌ی سه چهارم ارتفاع تیر در هر طرف عضو تکیه‌گاهی؛ ب) عرض عضو تکیه‌گاهی به اضافه‌ی یک چهارم بعد دیگر مقطع در هر طرف عضو تکیه‌گاهی

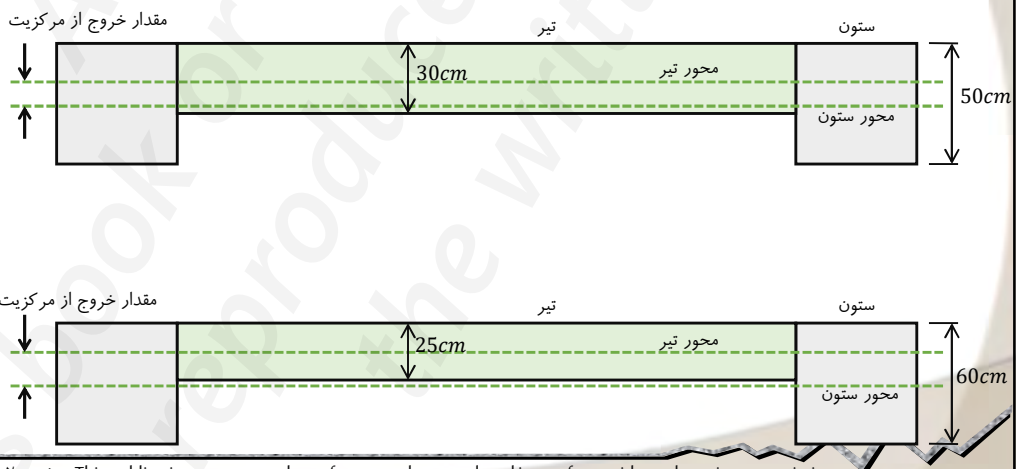


*در این شکل، آرماتورهای عرضی ستون بالا و پایین برای وضوح بیشتر نشان داده نشده است.

صفحه ۵۸۱ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

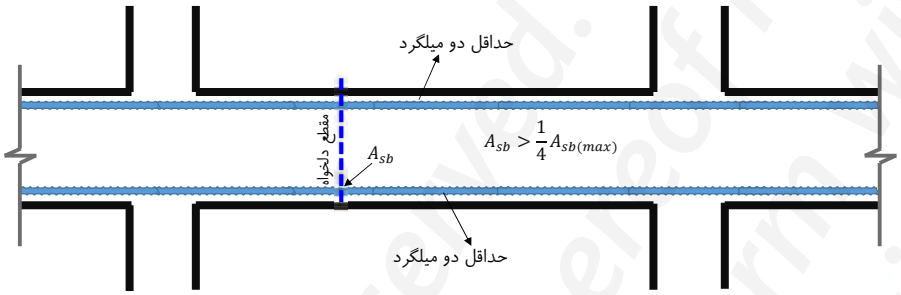
۴- برون محوری هر تیر نسبت به ستونی که با آن قاب تشکیل می‌دهد، یعنی فاصله‌ی محورهای هندسی دو عضو از یک دیگر، نباید بیشتر از یک چهارم عرض مقطع ستون باشد.



صفحه ۵۸۲ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

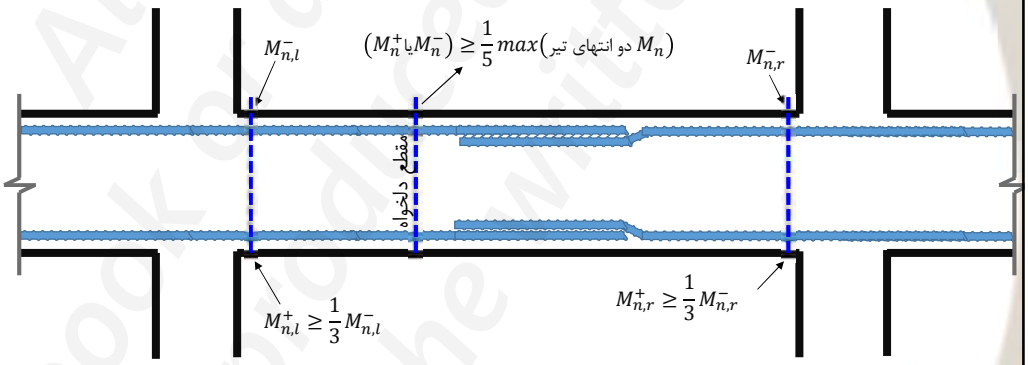
آرماتورهای طولی تیر:

- 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.



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

- 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-ffth the maximum moment strength provided at the face of either joint.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

برنامه ETABS این کنترل را در حین طراحی قاب‌های خمشی متوسط انجام می‌دهد.

ETABS Help

For Intermediate Moment Frames (i.e., seismic design), the beam design would satisfy the following conditions:

At any support of the beam, the beam positive moment capacity would not be less than 1/3 of the beam negative moment capacity at that end (ACI 18.4.2.2).

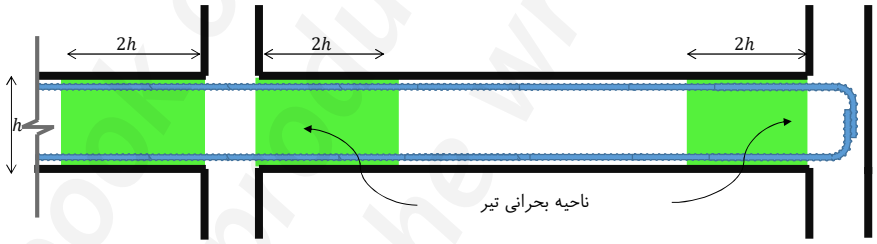
Neither the negative moment capacity nor the positive moment capacity at any of the sections within the beam would be less than 1/5 of the maximum of positive or negative moment capacities of any of the beam end (support) stations (ACI 18.4.2.2).

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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 ایجاب کند.



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

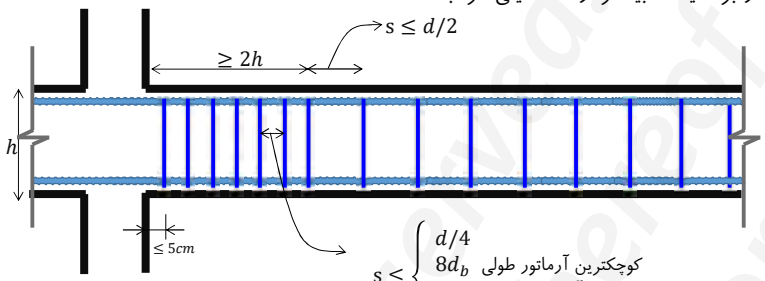
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

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.



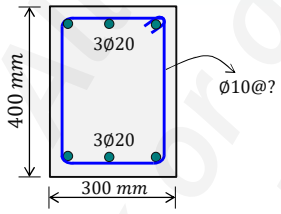
در قاب متوسط: حداقل قطر خاموت ۸ م م

شکل‌پذیری متوسط $s \le$ $\begin{cases} d/4 \\ 8d_b & \text{کوچکترین آرماتور طولی} \\ 24d_b & \text{قطر آرماتور دورگیر} \\ 30\ cm \end{cases}$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مثال) در تیر شکل زیر، حداکثر فاصله خاموت های تیر در ناحیه بحرانی حداکثر چقدر است؟ (براساس حداقل ضوابط لرزه‌ای قاب متوسط)



$$d = 400 - 40 - 10 - 10 = 340\ mm$$

$$s \le \begin{cases} \dfrac{d}{4} = \dfrac{340}{4} = 85\ mm \\ 8d_b = 8 \times 20 = 160\ mm & \text{کوچکترین آرماتور طولی} \\ 24d_b = 24 \times 10 = 240\ mm & \text{قطر آرماتور دورگیر} \\ 300\ mm \end{cases}$$

$$\Rightarrow s \le 85\ mm$$

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

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 ضربیدار 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 اقناع 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

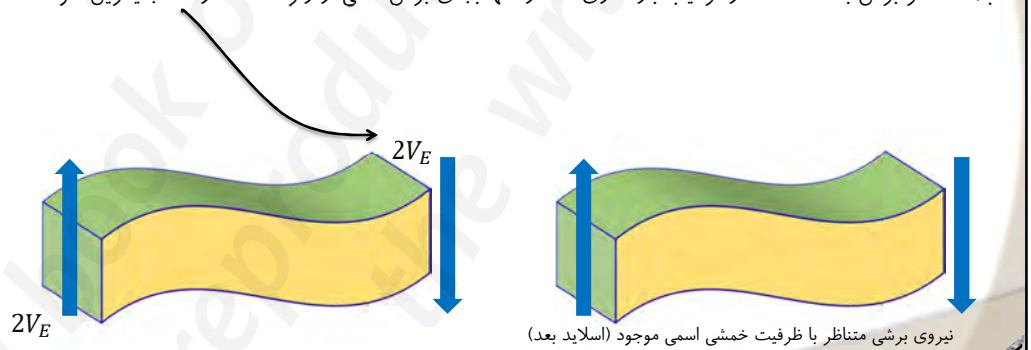
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

برش در تیرهای با شکل‌پذیری متوسط

در تیرها مقاومت برشی ϕV_n نباید از کوچکترین دو مقدار (الف) و (ب) زیر کمتر در نظر گرفته شود:

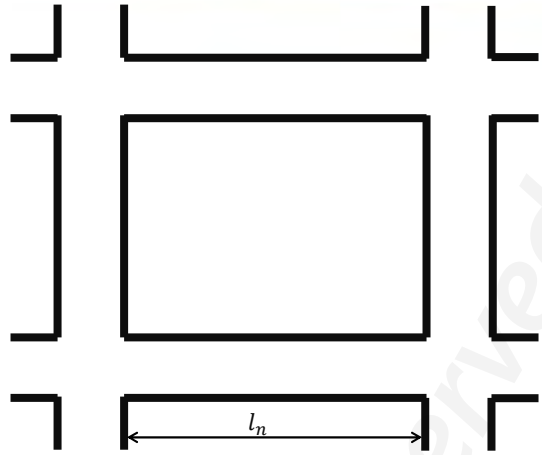
الف) مجموع نیروی برشی ایجاد شده در تیر در اثر بارهای ثقلی ضریبدار و نیروی برشی متناظر با ظرفیت خمشی اسمی موجود در دو انتهای مقید تیر با انحنای خمشی دو جهته در بر تکیه گاه‌ها

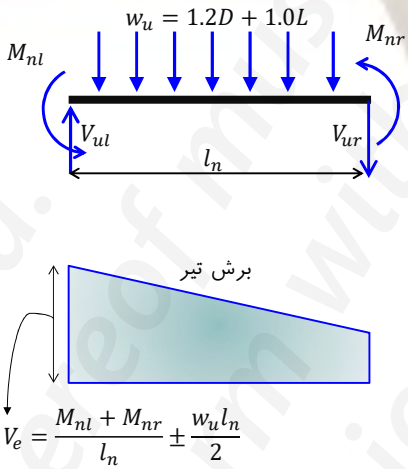
ب) حداکثر برش بدست آمده از ترکیب بارگذاری که در آنها بجای برش ناشی از زلزله E مقدار $2E$ جایگزین شود.



نیروی برشی متناظر با ظرفیت خمشی اسمی موجود (اسلاید بعد)

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission





ACI318-19: 18.4.2.3 φVn 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

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

کنترل برش طراحی توسط برنامه ETABS

- ضابطه اخیر توسط برنامه ETABS کنترل می‌شود. این کنترل با صرف نظر از نیروی محوری تیر انجام می‌شود.

- در تعیین مقاومت خمشی نهایی مقطع، این ظرفیت براساس مقدار آرماتورهای طراحی شده مقاومتی توسط برنامه تعیین میشود، مگر آنکه کاربر برای هر تیری مقداری آرماتورهای واقعی (آنچه که در نقشه قرار داده شده) را در تعریف تیر و در بخش ductile beams معرفی کرده باشد.

- در تعیین مقاومت خمشی مقطع برای قاب متوسط، برنامه ضریب 1.0 را برای مورد انتظار کردن ظرفیت آرماتورهای کششی تیر در نظر می‌گیرد.

For Special and Intermediate Moment frames (ductile frames), the shear design of the beams is also based on the maximum probable moment strengths and the nominal moment strengths of the members, respectively, in addition to the factored design (ACI 18.6.5.1, Fig R18.6.5, 18.4.2.3, Fig. R18.4.2). Effects of axial forces on the beam shear design are neglected.

In that case, ϕ is taken as 1.0 as before, but α is taken as 1.0 rather than 1.25 (ACI 2.2, 18.4.2.3a, R18.4.2, Fig 18.4.2).

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

الف-۳) تیرهای قاب خمشی معمولی (Beams of ordinary moment frames)

الزامات بند 18.3 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 fy in tension at the face of support.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

ب-۱) ستون‌های قاب خمشی ویژه (Columns of special moment frames)

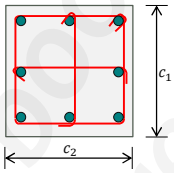
طبق ACI318، در طبقه‌بندی ستون‌ها، اثر بار محوری لحاظ نمی‌شود. تا قبل از سال ۲۰۱۴، در صورتی که نیروی محوری در ستون کم بود، می‌توانستیم، آنها را بصورت تیر جزئیات‌بندی کنیم.

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 0.4 کمتر باشد.



$$\min(c_1, c_2) \geq \begin{cases} 0.4 \max(c_1, c_2) \\ 300\ mm \end{cases}$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

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.

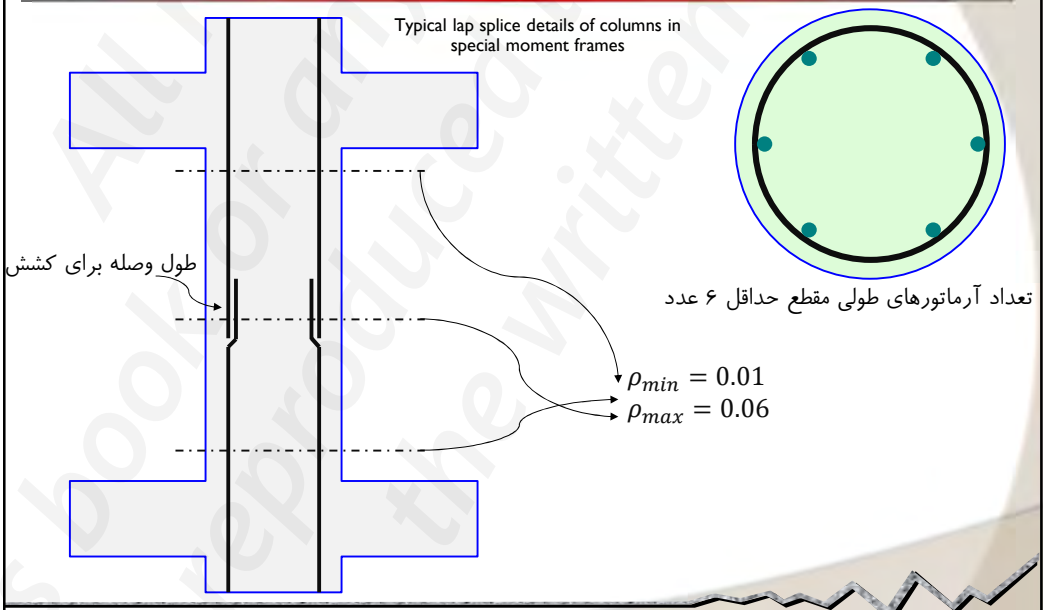
18.7.4.1 Area of longitudinal reinforcement, A_{st}, shall be at least $0.01A_g$ and shall not exceed $0.06A_g$.

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 ۵۹۵ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

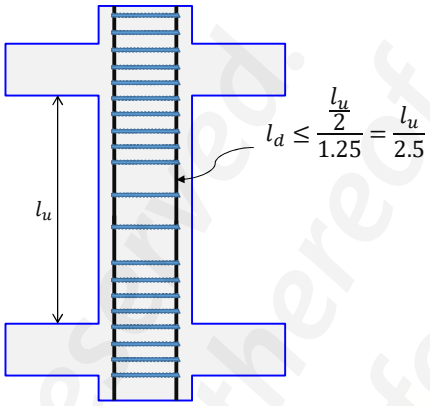
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



صفحه ۵۹۶ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

- طبق بند ۹-۲۰-۶-۳-۲-۲ 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.



مثلا 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

به عنوان مثال، مطابق جدول زیر، برای بتن C30، برای ارتفاع حدود ۳ متر، حداکثر از قطر میلگرد ۲۸ می‌توان استفاده نمود.

Square column Rectangular column

با فرض میلگرد AIII، بتن C30و با صرف نظر از آرماتور عرضی		با فرض میلگرد AIII، بتن C25و با صرف نظر از آرماتور عرضی	
d_b	Ld (cm)	min Lu (cm)	Ld (cm)	min Lu (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

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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_o 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_o 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.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

- 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 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

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.

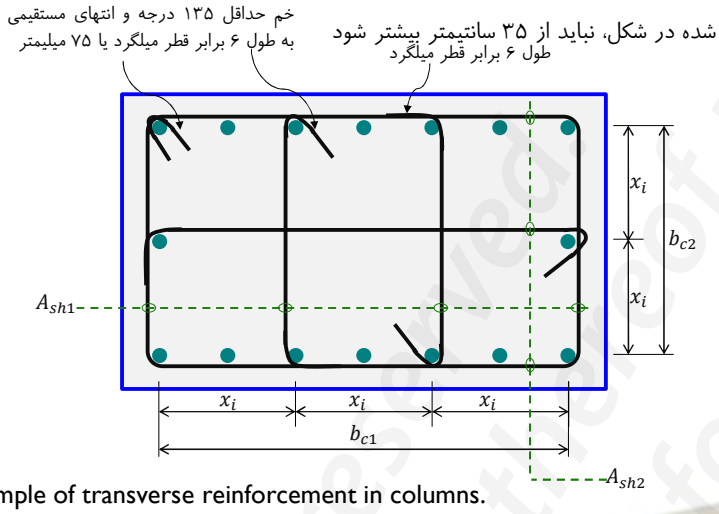
ت-۲) هر یک از اجزای دورگیرها باید به وسیله قلاب لرزه‌ای در دو انتها مهار شوند. این قلاب‌ها باید یک میلگرد طولی را در بر بگیرند.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission. All rights reserved

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

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.

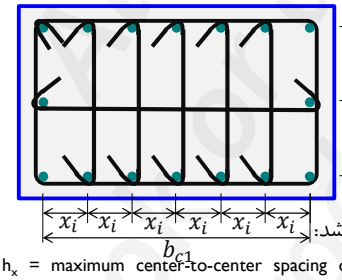


Example of transverse reinforcement in columns.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

ج) در مواردی که در ستون‌ها از دورگیرهای با خطوط مستقیم استفاده شده و $P_u > 0.3A_g f'_c$ و یا $f'_c \geq 70\ MPa$ 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:

h_x = maximum center-to-center spacing of longitudinal bars laterally supported by corners of crossties or hoop legs around the perimeter of the column, mm.

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

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

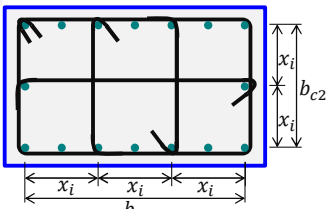
خلاصه آرماتورهای عرضی ستون ویژه براساس ویرایش ۹۹ مبحث نهم:

حداقل قطر آرماتور عرضی ستون $= \begin{cases} \text{اگر قطر آرماتور طولی کمتر مساوی ۳۲ باشد } \varnothing 10 \\ \text{اگر قطر آرماتور طولی بیشتر مساوی ۳۴ باشد } \varnothing 12 \end{cases}$

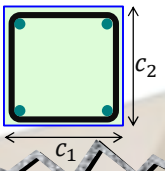
$$l_0 > \begin{cases} \max(C_1 \text{ or } C_2) \\ \frac{1}{6}\, l_n \\ 45\ cm \end{cases}$$

$$s \leq \begin{cases} min\left(\frac{c_1}{4} \text{ or } \frac{c_2}{4}\right) \\ F_y \leq 420\ Mpa \rightarrow 6d_b \text{ کوچکترین آرماتور طولی} \\ F_y = 520\ Mpa \rightarrow 5d_b \text{ کوچکترین آرماتور طولی} \\ s_0 \end{cases}$$

$$100\ mm \leq s_0 = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3}\right) \leq 150\ mm$$



h_x = maximum (x_i)



 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 Pu > 0.3Agfc′ or fc′ > 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 20 cm. Pu shall be the largest value in compression consistent with factored load combinations including E.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

- مقدار آرماتور عرضی ویژه لازم در ناحیه بحرانی برای تنگ‌های چند ضلعی باید مطابق (الف) و (ب) زیر محاسبه شود.

الف) در صورتی که $P_u \le 0.3A_g f_c'$ و $f_c' \le 70\ Mpa$ داریم:

$$\frac{A_{sh}}{sb_c} = max\begin{cases} 0.3\left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right)\frac{f_c'}{f_{yt}} \\ 0.09\frac{f_c'}{f_{yt}} \end{cases}$$

ب) در صورتی که $P_u > 0.3A_g f_c'$ و یا $f_c' > 70\ Mpa$ داریم:

$$\frac{A_{sh}}{sb_c} = max\begin{cases} 0.3\left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right)\frac{f_c'}{f_{yt}} \\ 0.09\frac{f_c'}{f_{yt}} \\ 0.2k_f k_n \frac{P_u}{A_{ch} f_{yt}} \end{cases}$$

ضریب مقاومت بتن $k_f = \frac{f_c'}{175} + 0.6 \ge 1.0$

ضریب تاثیر محصور شدگی $k_n = \frac{n_l}{n_l - 2}$

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.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

- مقدار آرماتور عرضی ویژه لازم در ناحیه بحرانی برای تنگ های دایره‌ای باید مطابق (الف) و (ب) زیر محاسبه شود.

الف) در صورتی که $P_u \le 0.3A_g f'_c$ و $f'_c \le 70\ Mpa$ داریم:

$$\rho_s = max\begin{cases} 0.45\left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right)\frac{f'_c}{f_{yt}} \\ 0.12\frac{f'_c}{f_{yt}} \end{cases}$$

ب) در صورتی که $P_u > 0.3A_g f'_c$ و یا $f'_c > 70\ Mpa$ داریم:

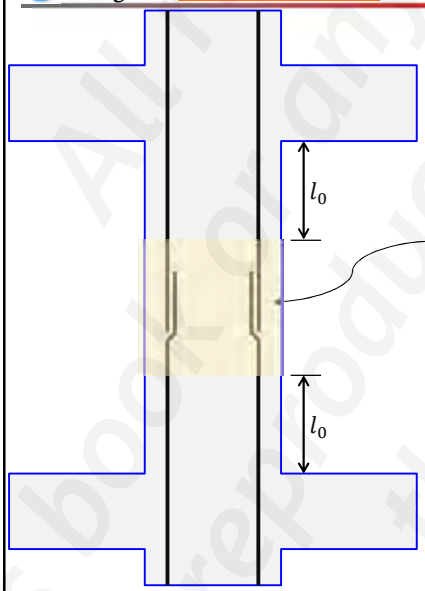
$$\rho_s = max\begin{cases} 0.45\left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right)\frac{f'_c}{f_{yt}} \\ 0.12\frac{f'_c}{f_{yt}} \\ 0.35k_f\frac{P_u}{A_{ch}f_{yt}} \end{cases}$$

$$k_f = \frac{f'_c}{1750} + 0.6 \ge 1.0$$

نکته: برنامه ETABS ضابطه حداقل حجمی آرماتورهای عرضی در ناحیه L_0 ستون را بررسی نمیکند. این کار باید بصورت دستی صورت گیرد.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



- در قسمت‌هایی از طول ستون که آرماتور عرضی ویژه اجرا نمی‌شود، 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.

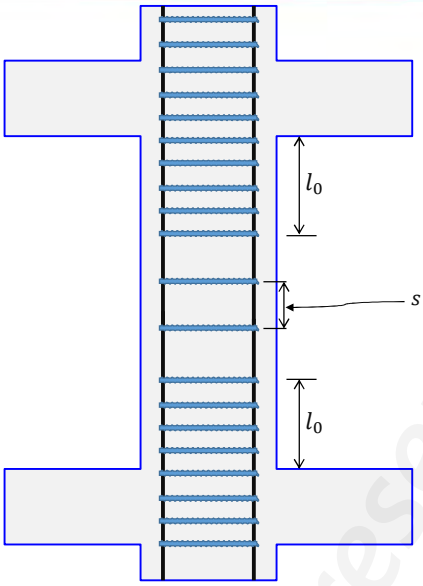
18.7.5.5 Beyond the length ℓo given in 18.7.5.1, the column shall contain spiral reinforcement satisfying 25.7.3 or hoop and crosstie reinforcement satisfying 25.7.2 and 25.7.4 with spacing s not exceeding the least of 150 mm, 6db of the smallest Grade 420 longitudinal column bar, and 5db of the smallest Grade 550 longitudinal column bar, unless a greater amount of transverse reinforcement is required by 18.7.4.4 or 18.7.6.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

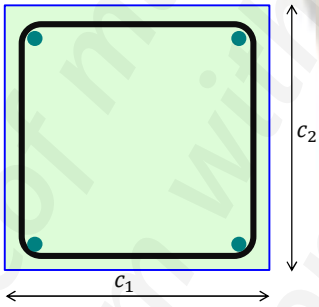
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

Confinement requirements at column ends

Rectangular hoop reinforcement



$$s \leq \begin{cases} F_y \leq 420\ Mpa \begin{cases} 6d_b \\ 15cm \end{cases} \\ F_y = 520\ Mpa \begin{cases} 5d_b \\ 15cm \end{cases} \end{cases}$$

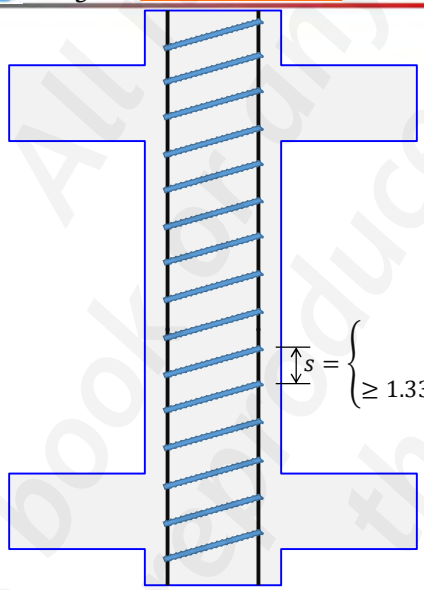


صفحه ۶۰۹ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

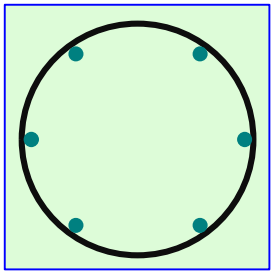
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

Confinement requirements at column ends

Spiral hoop reinforcement



$$s = \begin{cases} \leq 7.5\ cm \\ \geq 2.5\ cm \\ \geq 1.33 \max(agg.size) \end{cases}$$



صفحه ۶۱۰ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

- 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.

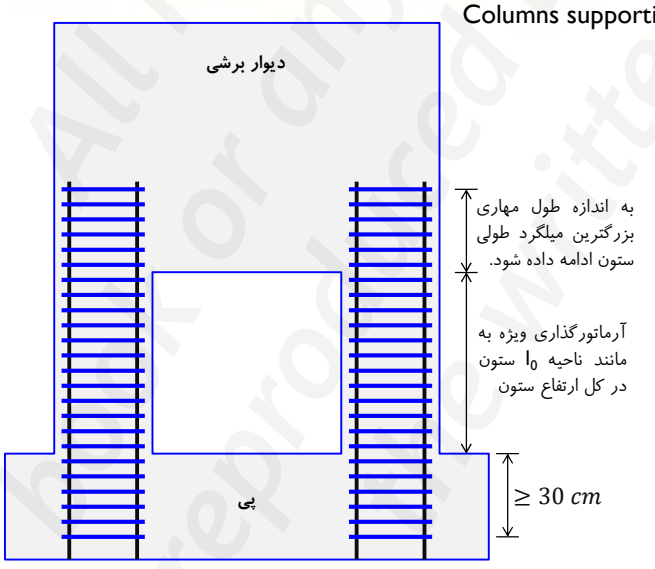
الف) در مواردی که بار محوری فشاری ضریبدار ستون در اثر زلزله از $0.1A_g f'_c$ تجاوز نماید، باید از آرماتور عرضی مطابق الزامات آرماتورگذاری در ناحیه l_0 ستون و در تمام طول ستون و در کلیه طبقات در زیر سطحی که در آن ناپیوستگی قرار دارد استفاده شود. در مواردی که از اثرات زلزله تشدید یافته برای لحاظ نمودن اثرات اضافه مقاومت اجزای قائم سیستم مقاوم در برابر زلزله استفاده شده است، محدودیت $0.1A_g f'_c$ 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، l_d 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_d 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.

 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



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

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 Agfc′/10. Where design forces have been magnifed 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.

(b) Transverse reinforcement shall extend into the discontinued member at least ℓd of the largest longitudinal column bar, where ℓd 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 ℓd 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 ۶۱۳ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

حداقل مقاومت خمشی ستون‌ها

ستون‌ها باید الزامات زیر را اقناع 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.

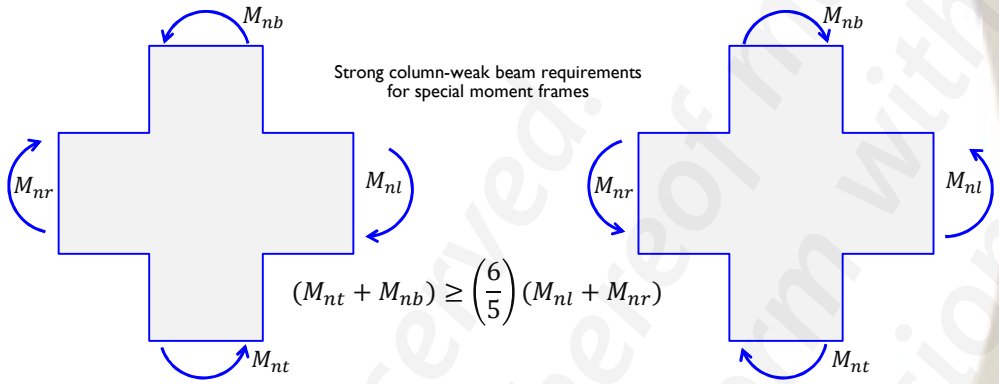
18.7.3.2 The flexural strengths of the columns shall satisfy

$\sum M_{nc} \geq (6/5) \sum M_{nb}$

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 ۶۱۴ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

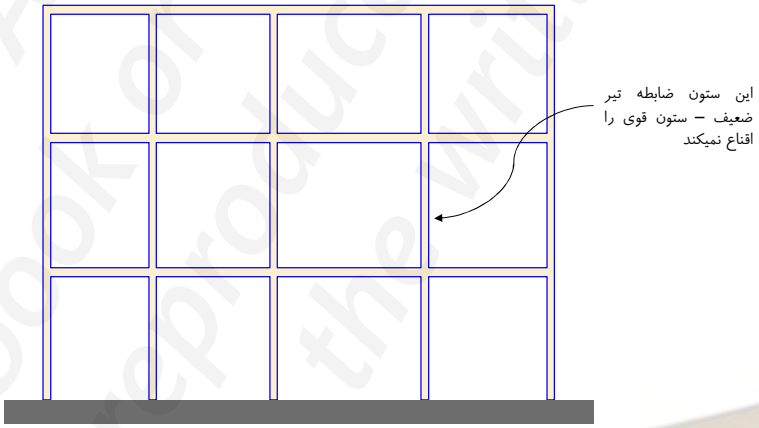
ب) چنانچه ستونی رابطه فوق را اقناع ننماید، باید از کمک آن به سختی جانبی و مقاومت سازه در مقابل بارهای جانبی ناشی از زلزله صرفنظر شود. این ستون بهرحال بایستی برای ضوابط المان‌هایی که جزو سیستم لرزه‌بر نیستند، طراحی شود.



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 ۶۱۵ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

پ) چنان چه 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.



صفحه ۶۱۶ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

برنامه ETABS کنترل تیر ضعیف ستون قوی را برای قاب ویژه انجام میدهد ولیکن تعیین ظرفیت تیرها براساس آرماتورهای محاسباتی بوده و نه براساس آرماتورهای واقعی نقشه

ساختمان بتنی در سرپل ذهاب که به دلیل ایجاد لولای خمیری در ستونها و در زلزله ۲۱ آبان ۱۳۹۶ منهدم شد

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

برش در ستون‌های با شکل‌پذیری زیاد

- 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.

- در ستون‌ها در حالاتی که هر دو شرط (الف) و (ب) این بند برقرار باشند، به منظور طراحی آرماتورهای عرضی در محدوده l_0 باید از مقاومت بتن در برش V_c صرف نظر نمود:

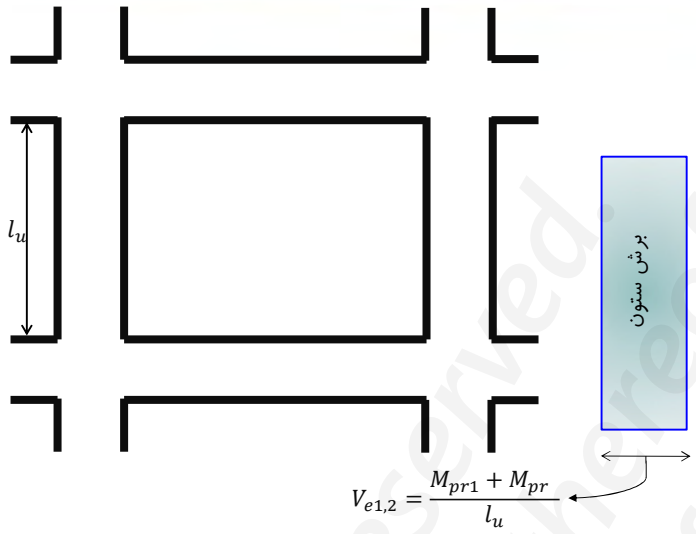
الف) وقتی مقدار برش محاسبه شده مطابق بندهای قبل، برابر با حداقل نصف مقاومت برشی حداکثر در محدوده l_0 باشد.

ب) نیروی محوری فشاری ضریبدار P_u که شامل اثرات زلزله می‌باشد، از $0.05A_g f'_c$ کمتر باشد.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

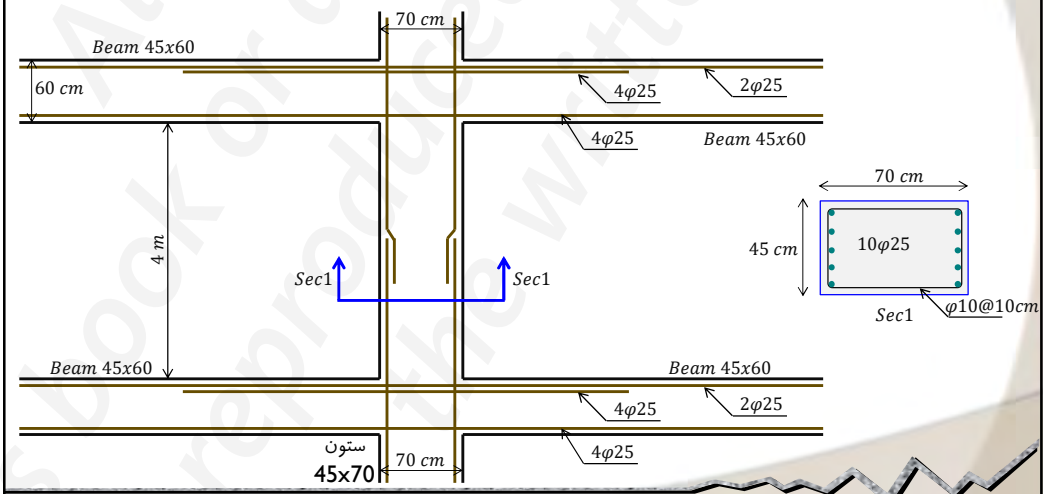
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مثال) الزامات لرزه‌ای برای ستون نشان داده شده در شکل زیر که بخشی از یک قاب خمشی با شکل پذیری ویژه است را بررسی کنید. مقاومت مشخصه بتن ۳۰ و تنش تسلیم فولاد ۴۲۰ مگاپاسکال در نظر گرفته شود. ستون تحت بارهای ضریبدار P_u=3300 kN و M_u=827 kN.m است.



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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 اقناع شده و عرض ستون ۴۵ سانتیمتر است.

۲) نسبت عرض کوتاه مقطع به بعد عمود بر آن نباید از 0.4 کمتر باشد. در این مثال نسبت ضلع کوچکتر به بزرگتر برابر 0.45/70=0.64>0.4 است. بنابراین این ضابطه نیز اقناع می‌شود.

حداقل مقاومت خمشی ستون‌ها

ستون‌ها باید الزامات زیر را اقناع 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

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 اندکنش نیروی محوری و لنگر خمشی بدست می‌آید. از تعادل نیروها داریم:

$$C_n(+ve) = T_n(+ve) \Rightarrow 0.85(30)(a)(450) = \frac{4(\pi \times 25^2)}{4}(420) \Rightarrow a = 71.8\,mm$$

$$M_n(+ve) = \frac{4(\pi \times 25^2 \times 0.25)(420)}{10^6}\left(537.5 - \frac{71.8}{2}\right) = 413.5\,kN.m$$

$$M_n(-ve) = \left(A_{s,-ve}\right)f_y\left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$C_n(-ve) = T_n(-ve) \Rightarrow 0.85(30)(a)(450) = \frac{6(\pi \times 25^2)}{4}(420) \Rightarrow a = 107.8\,mm$$

$$M_n(-ve) = \frac{6(\pi \times 25^2 \times 0.25)(420)}{10^6}\left(537.5 - \frac{107.8}{2}\right) = 598.2\,kN.m$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

بنابراین:

$$\sum M_{nc} = 1070 + 1070 = 2140\ kN.m$$

$$\sum M_{nb} = 413.5 + 598.2 = 1011.7\ kN.m$$

$$\frac{\sum M_{nc}}{\sum M_{nb}} = \frac{2140}{1011.7} = 2.11 > 1.2 \quad Ok$$

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:

$$\rho_g = \frac{49.087}{(45)(70)} = 0.01558 \ \ (Ok)$$

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

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

طول وصله آرماتور ستون:

$$l_d = \left[\frac{\psi_t\psi_e\psi_s\psi_g}{\lambda\left(\frac{c_b + k_{tr}}{d_b}\right)} \times \frac{0.9f_y}{\sqrt{f_c'}}\right] d_b > 30\ cm$$

چون میلگردها مربوط به ستون است، مقدار ψ_t (ضریب موقعیت میلگردها) برابر 1.0 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 1.15 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:

$$c = min\left(\begin{matrix}4.0 + 1.0 + 1.25 = 6.25\ cm \\ \frac{45 - 4(2) - 2(1) - 2.5}{8} = 4.0625\ cm\end{matrix}\right) = 4.0625\ cm$$

$$\frac{c + k_{tr}}{d_b} = \frac{4.0625 + 0}{2.5} = 1.625 < 2.5$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

$$l_d = \left[\frac{\psi_t\psi_e\psi_s\psi_g}{\lambda\left(\frac{c_b + k_{tr}}{d_b}\right)} \times \frac{0.9f_y}{\sqrt{f_c'}}\right] d_b = \left[\frac{1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0}{1.0(1.625)} \times \frac{0.9 \times 420}{\sqrt{30}}\right] 25 = 1061\ mm$$

$> 300\ mm$

بنابراین طول وصله مورد نیاز برابر است با:

Required splice length lsp=1.3(1061)=1380 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 ۱۵ سانتیمتر باشد ولی نیازی نیست از ۱۰ سانتیمتر 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

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

بنابراین فاصله آرماتورهای عرضی نباید از مقادیر زیر بیشتر لحاظ شود:

a) 45/4=11.25 cm

b) 6(2.5)=15 cm

c) $s_0 = 100 + \left(\frac{350 - 700 - 2(40) - 2(10) - 2(10)}{3}\right) = 100\ mm$

بنابراین حداکثر فاصله به ۱۰ سانتیمتر محدود می‌شود. آرماتورها در محیط ستون باید به گونه‌ای آرایش داده شوند که فاصله آرماتورهای طولی، h_x که به قلاب های دوخت و یا گوشه دورگیرها متکی هستند، از یکدیگر بیشتر از ۳۵ سانتیمتر نباشد. بنابراین برای اقناع این شرایط دو قلاب ۱۰ به به مقطع اضافه می‌شود. نیروی محوری ستون برابر 3300 kN است.

$0.3A_g f'_c$=0.3(450)(700)(30)/1000=2835 kN < 3300 kN

بنابراین بایستی h_x<20 cm باشد.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

آرماتورهای عرضی:

برای برش در امتداد وجه کوتاه‌تر ستون داریم:

$$k_f = \frac{f'_c}{175} + 0.6 = \frac{30}{175} + 0.6 = 0.77 < 1.0 \Rightarrow k_f = 1.0$$

$$k_n = \frac{n_l}{n_l - 2} = \frac{10}{8} = 1.25$$

$$A_{sh2} = 0.3\left(\frac{(450)(700)}{(370)(620)} - 1\right)\frac{30(100)(620)}{420} = 496\ mm^2$$

$$A_{sh2'} = \frac{0.09(100)(620)(30)}{420} = 398\ mm^2$$

$$A_{sh2''} = 0.2(1.0)(1.25)\frac{3300000}{420(370)(620)}(100)(620) = 530\ mm^2$$

بنابراین A_{sh}=530 mm^2 لحاظ می‌شود.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

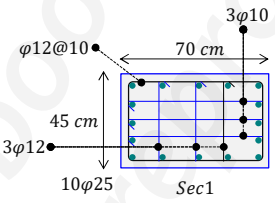
در صورت استفاده از یک خاموت ۱۲ به همراه ۳ سنجاقی ۱۲ مقدار A_{sh}=565 mm^2 خواهد شد. برای برش در جهت وجه بلندتر ستون داریم:

$$A_{sh1} = 0.3\left(\frac{(450)(700)}{(370)(620)} - 1\right)\frac{30(100)(370)}{420} = 296\ mm^2$$

$$A_{sh1'} = \frac{0.09(100)(370)(30)}{420} = 238\ mm^2$$

$$A_{sh1''} = 0.2(1.0)(1.25)\frac{3330000}{420(370)(620)}(100)(370) = 317\ mm^2$$

بنابراین A_{sh}=317 mm^2 لحاظ می‌شود. در صورت استفاده از یک خاموت ۱۲ به همراه ۳ سنجاقی ۱۰ مقدار A_{sh}=461.5 mm^2 خواهد شد.



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

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:

a) The depth of the member at the joint face = 70 cm

b) 1/6 of the clear span of the member= 400/6 = 66.67 cm

c) 45 cm.

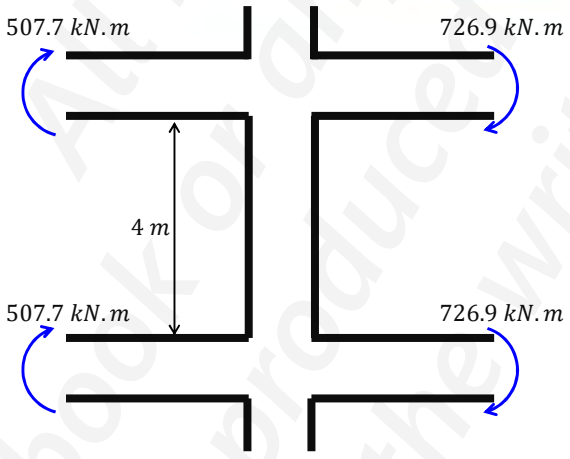
بنابراین بایستی ۷۰ سانتیمتر در نظر گرفته شود. در نواحی که نیاز به خاموت گذاری ویژه ندارد، فاصله آنها باید حداکثر ۱۵ سانتیمتر یا ۶ برابر قطر آرماتور طولی باشد که در اینجا ۱۵ سانتیمتر حاکم است.

برش در ستون: نیروی برشی طراحی V_e در ستون ها باید با در نظر گرفتن اندرکنش نیروهای محوری ضربیدار 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 ضربیدار 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.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مقادیر نوشته شده روی تیرها در واقع M_{pr} تیرها است. برای دیدن نحوه تعیین آنها به مثال قبل (تیرهای قاب خمشی ویژه) مراجعه کنید.



$$V_e = \frac{1/2[(726.9 + 507.7) + (726.9 + 507.7)]}{4} = 308.65\ kN$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

$$d = 700 - 40 - 12 - 12.5 = 635.5\ mm$$

$$V_c = \frac{0.17\sqrt{30}(450)(635.5)}{1000} = 266\ kN$$

$$V_s = V_n - V_c = \frac{V_u}{\varphi} - V_c = \frac{308.65}{0.75} - 266 = 145\ kN$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \quad \Rightarrow \quad \frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_y d} = \frac{145(1000)}{420(635.5)} = 0.54$$

$$\left(\frac{A_v}{s}\right)_{min} = \frac{0.35(450)}{420} = 0.375 < 0.558 \quad Ok$$

صفحه ۶۳۱ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

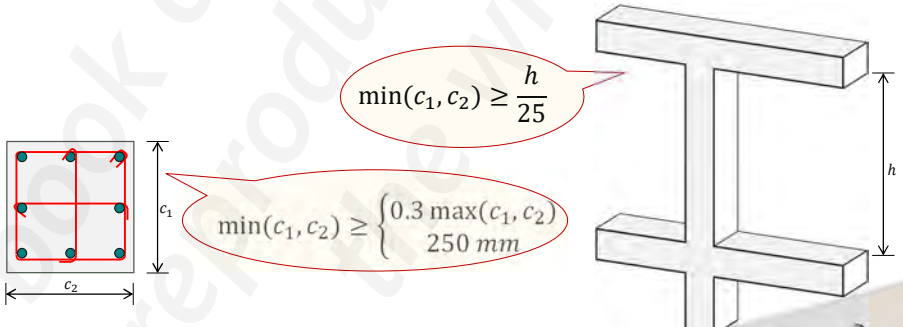
ب-۲) ستون‌های قاب خمشی متوسط (Columns of intermediate moment frames)

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 **1/25** کمتر باشد.

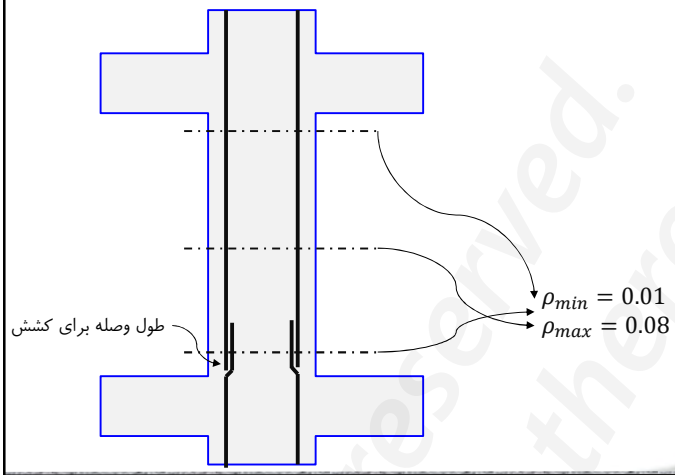


صفحه ۶۳۲ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

آرماتورهای طولی

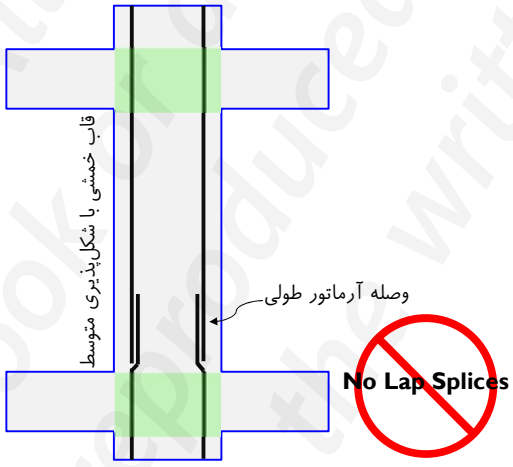
در ستون‌ها نسبت سطح مقطع میلگردهای طولی به کل سطح مقطع ستون نباید کمتر از یک درصد و بیشتر از هشت درصد در نظر گرفته شود. این محدودیت باید در محل وصله‌ها نیز رعایت شود.



صفحه ۶۳۳ 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 ۹-۲۰-۵-۳-۲-۲، محل وصله آرماتورهای طولی ستون باید در خارج از ناحیه اتصال تیر به ستون باشد.



صفحه ۶۳۴ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

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.

صفحه ۶۳۵ 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 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:

$$if\ V_s \le 1.1\sqrt{f_c'}b_w d \ \Rightarrow \max s_0 = min\begin{cases}\dfrac{d}{2}\\ 60\ cm\end{cases}$$

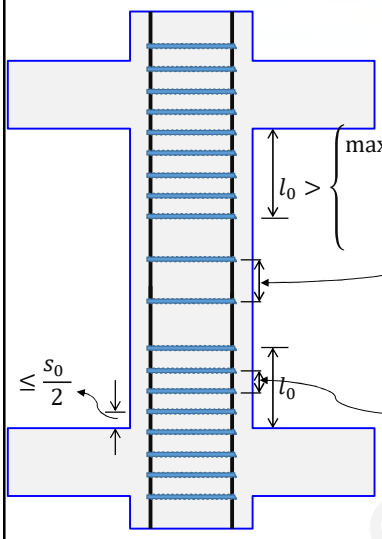
$$if\ V_s > 1.1\sqrt{f_c'}b_w d \ \Rightarrow \max s_0 = min\begin{cases}\dfrac{d}{4}\\ 30\ cm\end{cases}$$

صفحه ۶۳۶ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission. All rights reserved.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

خلاصه آرماتورگذاری عرضی ستون قاب متوسط:



حداقل قطر آرماتور عرضی ستون ۱۰ م م

$$l_0 > \begin{cases} \max(C_1 \text{ or } C_2) \\ \frac{1}{6} l_n \\ 45\ cm \end{cases}$$

$$s \le \begin{cases} V_s \le 0.33\sqrt{f_c'} b_w d \rightarrow min \begin{cases} d/2 \\ 60\ cm \end{cases} \\ V_s > 0.33\sqrt{f_c'} b_w d \rightarrow min \begin{cases} d/4 \\ 30\ cm \end{cases} \end{cases}$$

$$s_0 \le \begin{cases} min\left(\frac{c_1}{2} \text{ or } \frac{c_2}{2}\right) \\ F_y \le 420\ Mpa \begin{cases} 8d_b \text{ کوچکترین آرماتور طولی} \\ 20cm \end{cases} \\ F_y \ge 520\ Mpa \begin{cases} 6d_b \text{ کوچکترین آرماتور طولی} \\ 15cm \end{cases} \end{cases}$$

$\le \frac{s_0}{2}$

l_0

c_2

c_1

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

- در 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 $0.1A_g f'_c$ 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 $0.1A_g f'_c$ باید به $0.25A_g f'_c$ افزایش داده شود.

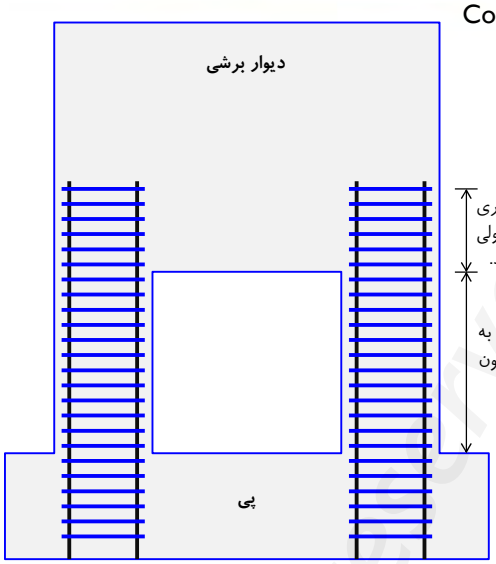
ب) آرماتور عرضی باید به اندازه ای برابر با حداقل طول گیرایی آرماتور طولی ستون، l_d با بیشترین قطر در داخل عضو منقطع ادامه یابد. در مواردی که انتهای تحتانی ستون بر روی یک دیوار متکی است، آرماتور عرضی مورد نیاز باید به اندازه طول l_d مربوط به آرماتور طولی ستون با بیشترین قطر در داخل دیوار ادامه داده شود. 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.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission. All rights reserved

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

Columns supporting discontinued stiff members



18.4.3.6 Columns supporting reactions from discontinuous 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 magnifed 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 ۶۳۹ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

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 ثقلی 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.

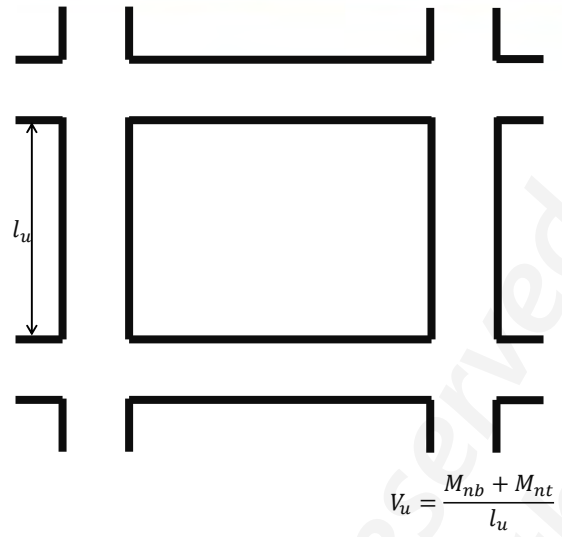
18.4.3.1 φVn shall be at least the lesser of (a) and (b):

(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 $\Omega_o E$ substituted for E

صفحه ۶۴۰ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

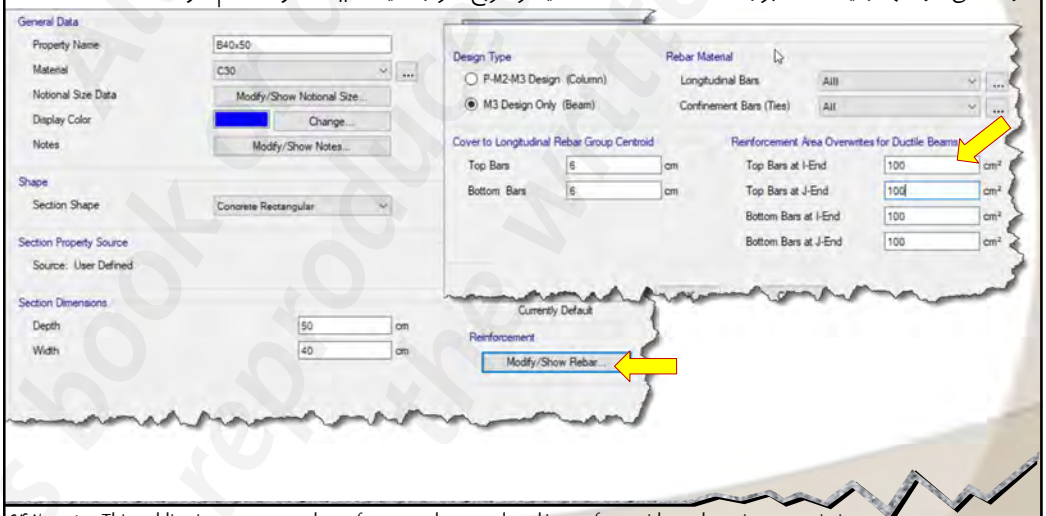
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



صفحه ۶۴۱ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

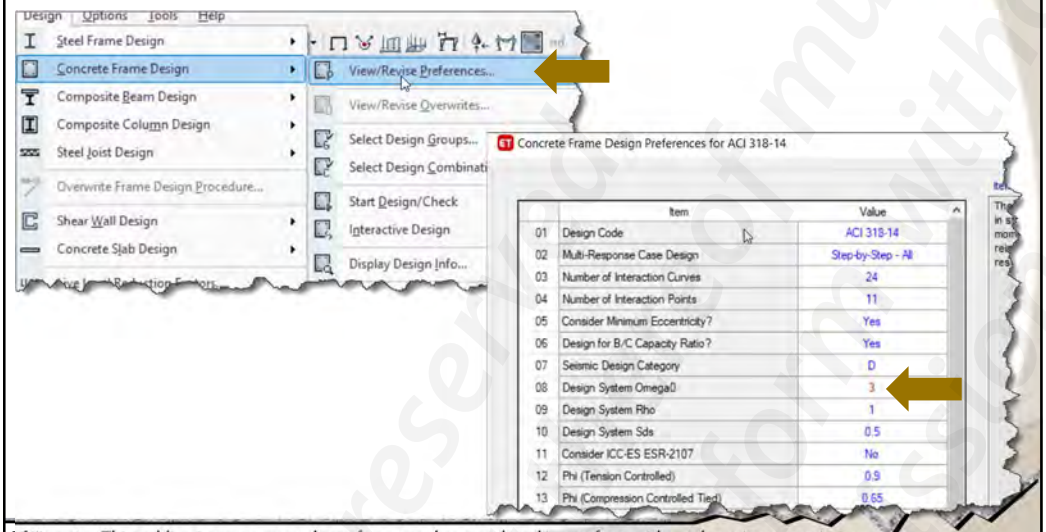
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

در قاب متوسط برای طراحی آرماتور برشی ستون، برای اینکه برنامه ETABS مساحت آرماتورهای برشی را درست حساب کند در یک فایل Save as برای کلیه تیرها مطابق مسیر نشان داده شده در شکل زیر، مقدار آرماتورهای فوقانی و تحتانی دو انتها را یک عدد بزرگ (مثلا عدد ۱۰۰ سانتیمتر مربع) قرار دهید تا M_n ستون حاکم شود.



صفحه ۶۴۲ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

در مرحله بعد، مطابق شکل زیر در بخش تنظیمات آیین نامه‌ای، مقدار ضریب اضافه مقاومت را وارد نمایید. برنامه ETABS در تعیین برش ستون مقدار Ω_0 معرفی شده را ملاک قرار می‌دهد.



صفحه ۶۴۳ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

ب-۲) ستون‌های قاب خمشی معمولی (Columns of ordinary moment frames)

برش در ستون‌های با شکل‌پذیری معمولی

در ستونهایی که طول آزاد آنها $l_u \geq 5c_1$ 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 جهته 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 $\ell u \leq 5c1$ shall have φVn 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 $\Omega_o E$ substituted for E.

صفحه ۶۴۴ 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 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 حادتر 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 ۶۴۵ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

* 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 ۶۴۶ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

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 قطرهای 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 اقطار اتصال است ولی مشکلات اجرایی و تغییر در جهت نیرو مانع از انجام این کار می‌شود.

صفحه ۶۴۷ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

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. بعبارت دیگر اتصال به اندازه کافی نرم باشد.

صفحه ۶۴۸ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

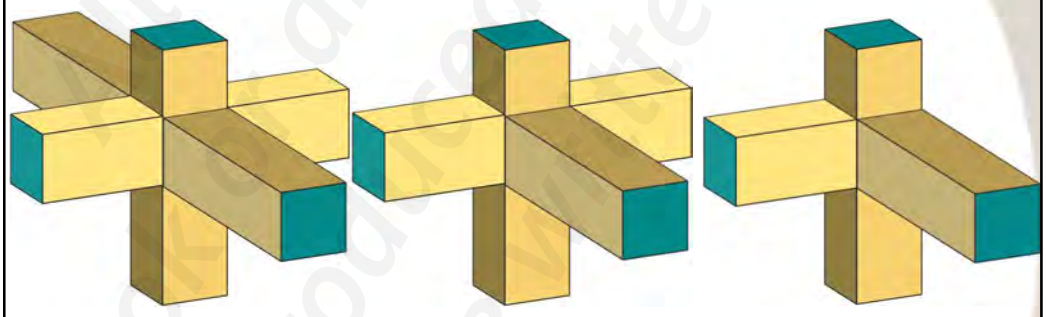
در سازه‌های نامعین استاتیکی پس از شکست اتصال، لزوماً سازه فرو نخواهد ریخت و در صورتی که اتصال بتواند رفتاری نرم داشته باشد پس از تشکیل لولای خمیری از درجات نامعینی سیستم کم شده و یک باز توزیع ممان در اعضای مجاور به اتصال صورت خواهد گرفت که باعث خواهد شد سازه بتواند بارهای بیشتری را تحمل کند.

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 ۴ و یا ۳ بعدی باشند. ممکن است زوایای اعضای متصل به هم حاده، قائمه و یا منفجره باشند. در قابهای شیبدار زوایای تیر و ستون غیرقائمه 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.

صفحه ۶۴۹ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission



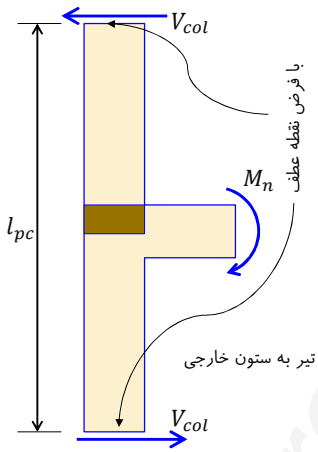
صفحه ۶۵۰ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

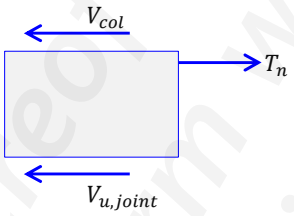
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

نیروی برشی در اتصال

مطابق شکل، یک اتصال خارجی تیر به ستون در نظر بگیرید که از وسط ستون مقطع زده شده است. نیروی برشی اتصال برابر است با:

$$V_{u,joint} = T_n - V_{col}$$





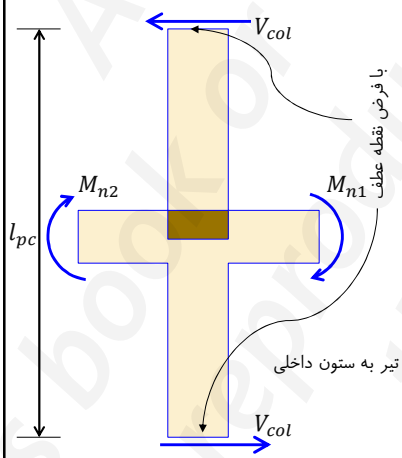
نیمه بالایی اتصال خارجی

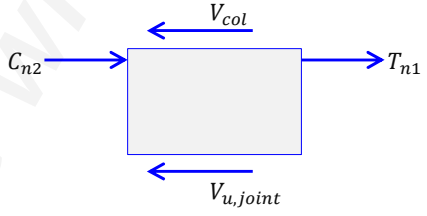
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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 α=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.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مقدار V_n، در گره اتصال، چگونه محاسبه می‌شود؟

طبق بند ۹-۲۰-۶-۵-۴-۳ 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 ۹-۱۶-۲-۶	پیوسته یا مطابق بند ۹-۱۶-۲-۷	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 ۹-۱۶-۲-۷	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	$0.7\lambda\sqrt{f'_c}A_j$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

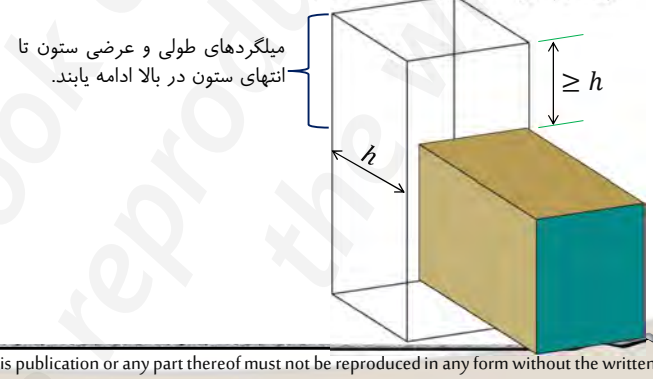
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

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.



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

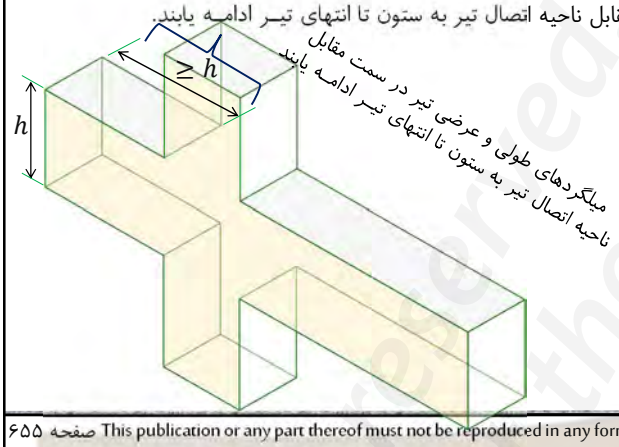
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

بند ۹-۱۶-۲-۷:

ادامه (توسعه) یک تیر در حالتی شرایط پیوستگی در ناحیه‌ی اتصال تیر بـه سـتون 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 تیـر ادامـه یابند.



صفحه ۶۵۵ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

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.

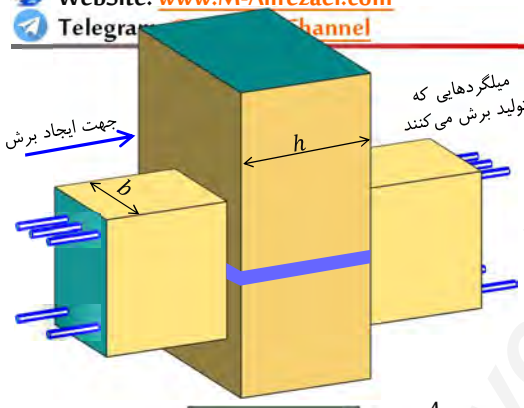
ب- تیرهای عرضی حداقل به طول یک عمق تیر بعد از ناحیه‌ی اتصال ادامه داشته باشند.

پ- تیرهای عرضی حداقل دارای دو میلگرد پیوسته در بالا و پایین مطابق بند ۹-۱۱-۵-۱ باشـند؛ و حداقل دارای خاموتهـایی بـا قطـر ۱۰ میلـی متـر یـا بـیشتـر مطـابق بنـدهای ۹-۱۱-۵-۲ و ۹-۱۱-۶-۵-۳ باشند.

صفحه ۶۵۶ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission. All rights reserved.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

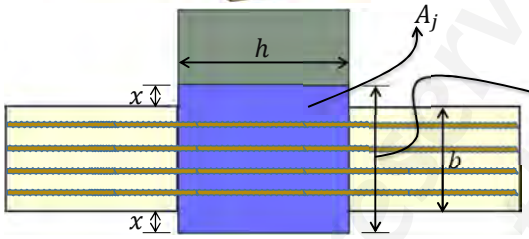


بند ۹-۱۶-۴-۲-۳:

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

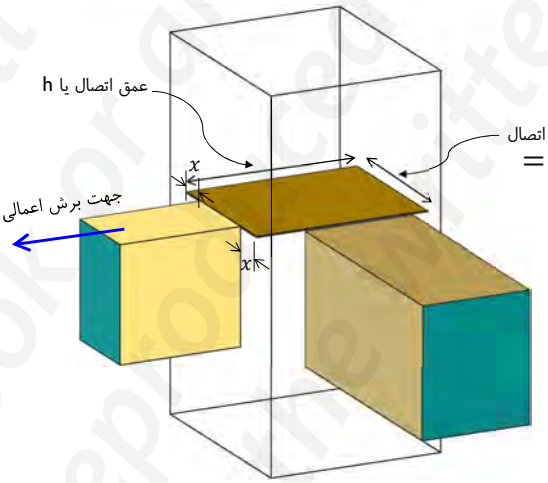
ب- دو برابر فاصله‌ی عمودی بین محور طولی تیر تا نزدیکترین وجه ستون



$$\text{عرض موثر} = \min \begin{cases} b+h \\ b+2x \end{cases}$$

صفحه ۶۵۷ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



عرض موثر اتصال

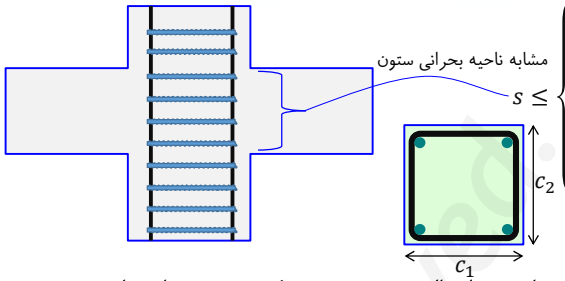
$$= (b+h) \le b+2x$$

صفحه ۶۵۸ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

- 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.



$$s \le \begin{cases} min\left(\frac{c_1}{2}\ or \frac{c_2}{2}\right) \\ F_y \le 420\ Mpa \begin{cases} 8d_b \text{ آرماتور طولی} \\ 20cm \end{cases} \\ F_y \ge 520\ Mpa \begin{cases} 6d_b \text{ آرماتور طولی} \\ 15cm \end{cases} \end{cases}$$

طبق بند ۹-۲۰-۵-۴-۳ 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 ۹-۲۰-۶-۵-۵- برای فشار مطابق بند ۹-۲۱-۳-۸ باشد:

طبق بند ۹-۲۰-۶-۵-۵ 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.

$$l_{dh} = f_y d_b / \left(5.4\lambda\sqrt{f'_c}\right) > 150\ mm \quad or \quad 8d_b$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

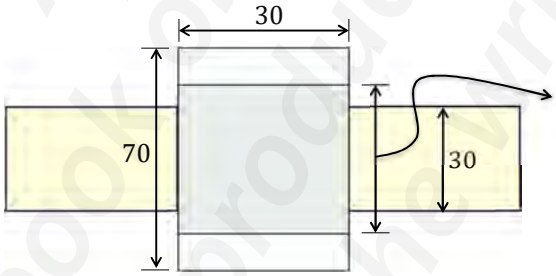
برنامه ETABS چگونه A_j را محاسبه می‌کند.

برنامه همواره فرض می کند، اتصال تیر به ستون از آکس هم عبور می‌کنند.

برنامه در هر امتداد مقطع عرض موثر را از رابطه زیر تعیین می‌کند:

$$\text{عرض موثر} = \min \begin{cases} b + h \\ b + 2x \end{cases}$$

مثال ۱):



$$\text{عرض موثر} = \min \begin{cases} 30 + 30 \\ 30 + 2 \times 20 \end{cases} = 60\ cm$$

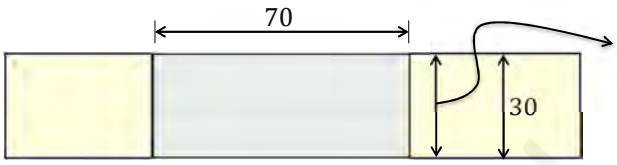
$$A_j = 60 \times 30 = 1800\ cm^2$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

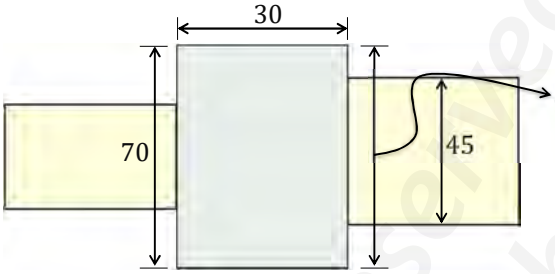
مثال ۲)



عرض موثر = $\min \begin{cases} 30+70 \\ 30+2\times 0 \end{cases} = 30\ cm$

$A_j = 30 \times 70 = 2100\ cm^2$

مثال ۳)

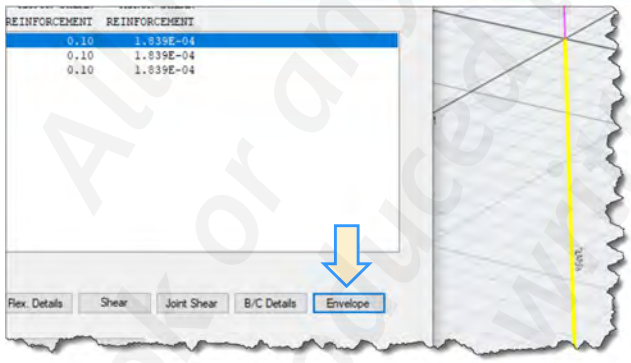


عرض موثر = $\min \begin{cases} 45+30 \\ 45+2\times 12.5 \end{cases} = 70\ cm$

$A_j = 70 \times 30 = 2100\ cm^2$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



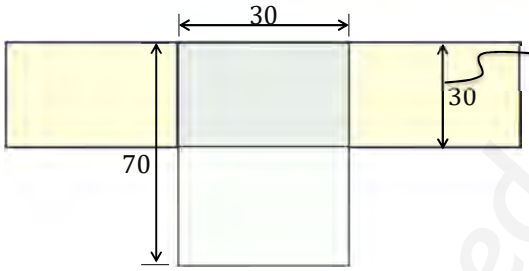
Joint Shear Check/Design

	Joint Shear Ratio	Shear $V_{u,Tot}$ kgf	Shear V_c kgf	Joint Area mm²	Controlling Combo
Major(V_{u2})	0.545	59740.3496	109564.8555	210000	Comb1
Minor(V_{u3})	0.545	1277.682	87651.8844	210000	Comb1

 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 همباد می‌شوند، دچار خطا می‌شود. مثلا در اتصال زیر داریم:



عرض موثر $= \min\begin{cases} 30+30 \\ 30+2\times 0 \end{cases} = 30\,cm$

$A_j = 30 \times 30 = 900\,cm^2$

آنچه که برنامه محاسبه می‌کند (با فرض عبور تیر از آکس ستون):

عرض موثر $= \min\begin{cases} 30+30 \\ 30+2\times 20 \end{cases} = 60\,cm$

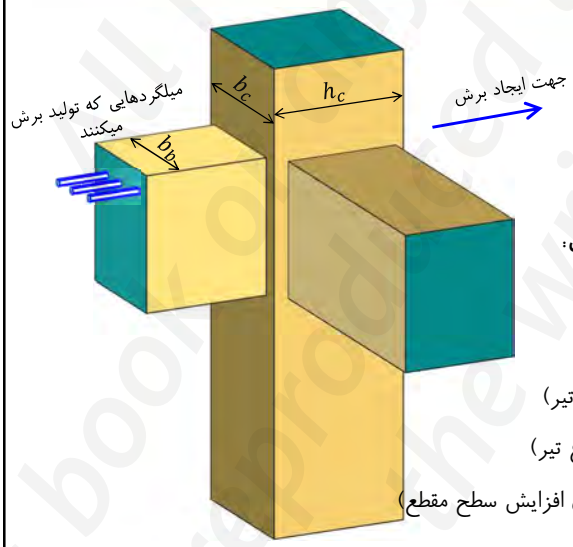
$A_j = 60 \times 30 = 1800\,cm^2$

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.

$$DCR = \frac{900}{1800} = 0.5$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



راهکارهای برای جواب گرفتن از برش چشمه اتصال:

۱- افزایش سطح مقطع ستون (افزایش ابعاد ستون)

۲- افزایش مقاومت مشخصه بتن

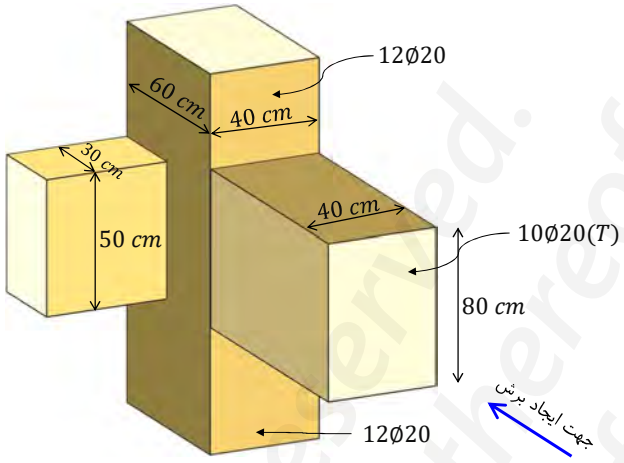
۳- افزایش سطح مقطع چشمه اتصال (افزایش عرض تیر)

۴- کاهش سطح مقطع آرماتورهای تیر (افزایش ارتفاع تیر)

۵- افزایش h_c ستون (بعد ستون در امتداد برش برای افزایش سطح مقطع)

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

مثال) کفایت اتصال زیر برای برش را بررسی نمایید. ارتفاع طبقه ۳ متر، مقاومت مشخصه بتن ۳۰ مگاپاسکال و تنش تسلیم میلگردها ۴۲۰ مگاپاسکال در نظر گرفته شود. اتصال در یک قاب خمشی متوسط است. اتصال محصور شده فرض شود.



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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 α=1.0 (برای حالات غیر لرزه‌ای) است.

$$T_n = \frac{1.0(10 \times \pi \times 20^2 \times 0.25)(420)}{1000} = 1319\ kN$$

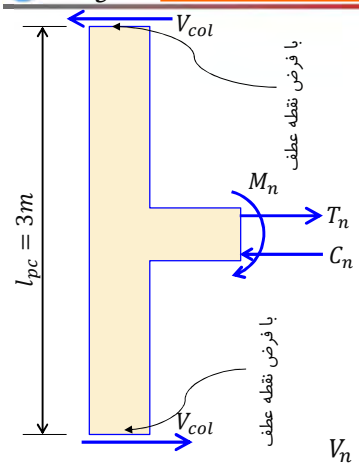
از تعادل نیروها، C_n=T_n است (شکل اسلاید بعد) بنابراین:

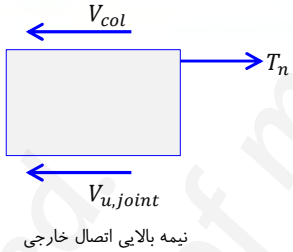
$$0.85(30)(a)(400) = 1319\ (1000) \Rightarrow \quad a = 129\ mm$$
$$d = 800 - 40 - 10 - 10 = 740\ mm$$
$$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) = \frac{(10 \times \pi \times 20^2 \times 0.25)(420)}{10^5}\left(740 - \frac{129}{2}\right) \times 10^{-5}$$
$$= 891\ kN.m$$
$$V_{col} l_{pc} = M_n \Rightarrow V_{col} = \frac{M_n}{3} = \frac{891}{3} = 297\ kN$$
$$V_u = 1319 - 297 = 1022\ kN$$
$$b_j = \min\begin{cases} b + h \\ b + 2x \end{cases} = \min\begin{cases} 40 + 60 \\ 40 + 0 \end{cases} = 40\ cm$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel





$$V_n = 1.7\sqrt{f'_c}A_j = 1.7 \times 1.0\sqrt{30}(400 \times 600) = 2234\ kN$$
$$\varphi V_n = 0.75(2234) = 1676\ kN > 1022\ kN\ \ ok$$

بنابراین اتصال کفایت برشی لازم را دارد.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

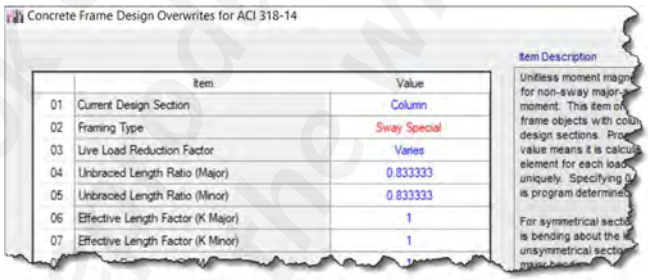
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

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 $1.25F_y$

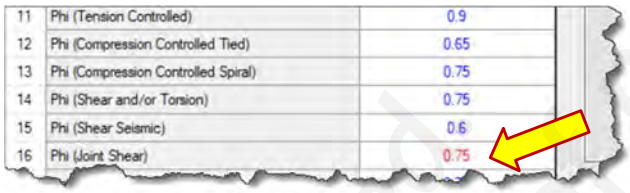
Design menu > Concrete Frame Design > Review/Revise Overwrites



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

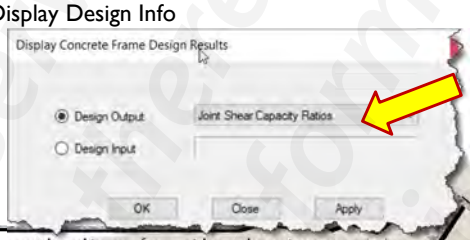
۳- از مسیر زیر به تنظیمات آیین‌نامه رفته مقدار ضریب کاهش مقاومت را برابر **0.75** وارد کنید.

Design menu > Concrete Frame Design > View/Revise Preferences

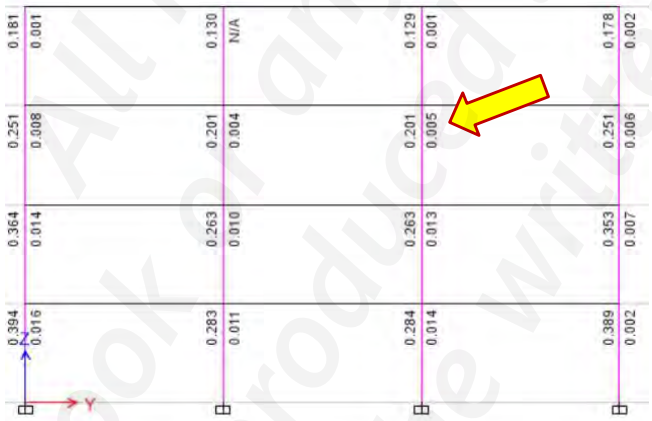


۴- سازه را تحلیل و طراحی کنید، سپس از مسیر زیر گزینه Joint Shear Capacity Ratios را مشاهده نمایید. برای همه ستون ها باید این مقدار کمتر از یک باشد.

Design menu > Concrete Frame Design > Display Design Info



صفحه ۶۶۹ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission



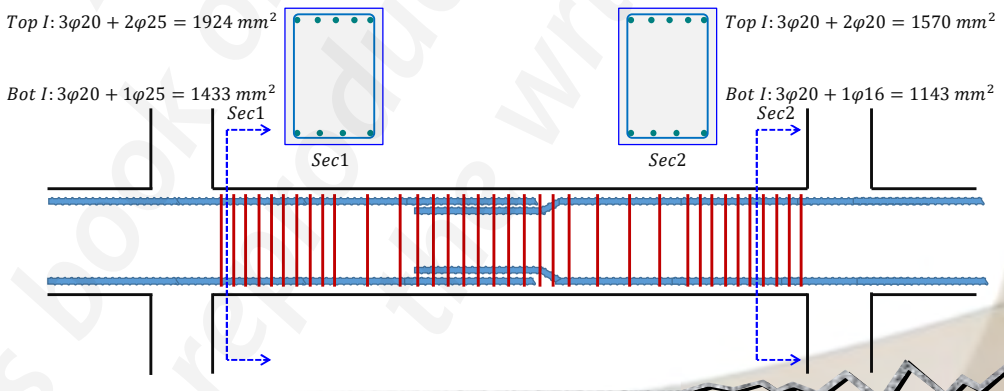
صفحه ۶۷۰ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

همچنین می‌توان از گزینه Identify All Failures نیز استفاده نمود. تیرهایی که بر روی آنها عبارت JS نوشته شده یعنی برش چشمه اتصال آنها جواب نداده است.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

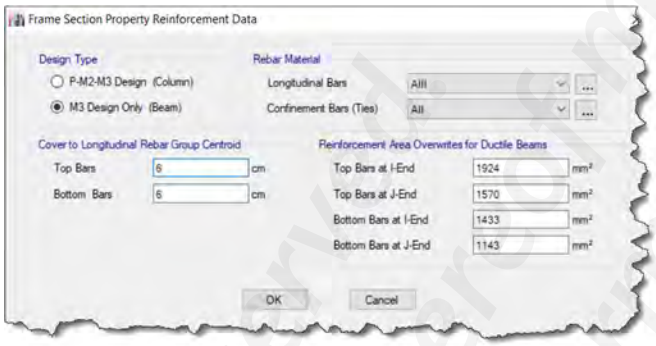
نکته: محاسبه ظرفیت تیر و انداختن این ظرفیت بر روی گره اتصال تیر به ستون براساس آرماتورهای محاسبه شده چندان درست نیست و طراح بایستی به ملاحظات آرماتورگذاری اجرایی و میزان آرماتورهایی که در نقشه می‌دهد توجه داشته باشد. برای این منظور می‌توان برای هر تیر در ETABS بصورت جداگانه آرماتورگذاری را براساس میزان واقعی آن تعریف نمود. مثلا فرض کنید در تیر زیر آرماتورهای واقعی در نقشه در ابتدا و انتهای تیر در مقطع ۱ و ۲ نشان داده شده باشد:



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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



حال با انتخاب این تیر و اختصاص تیر جدید معرفی شده به روش فوق، از مسیر Assign menu > Frame > Section Property کفایت برش چشمه اتصال متناسب با مساحت آرماتورهای واقعی بررسی شود.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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 نقشه‌های خروجی حدی را به عنوان کران بالای نسبت برش اتصال در نظر گرفته و با این مقدار برش‌ها را بررسی کند. این کران بالا به نسبت میزان آرماتور محاسباتی به آرماتور داده شده در نقشه‌ها بستگی دارد. مثلا فرض کنید:

$$Required\ Bar = 10\ cm^2 \quad \rightarrow \quad Use\ 4\varphi 20 = 12.56\ cm^2$$
$$\Longrightarrow \quad \frac{10}{12.56} = 0.79$$

بنابراین به عنوان یک توصیه اگر مقدار آرماتور واقعی را در برنامه تعریف نمی‌کنید، حداکثر نسبت برای قبل ظرفیت برش چشمه اتصال را براساس **0.8** بررسی کنید.

 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: وقتی با آیین نامه ACI318-14 طراحی می‌کنید، برنامه براساس جدول زیر محاسبه ظرفیت برشی چشمه اتصال را انجام می‌دهد و روند آن اندکی با چیزی که در مبحث نهم ویرایش ۹۹ مبحث نهم و ACI318-19 گفته شده، فرق دارد:

مقاومت برشی چشمه اتصال براساس ACI318-14

شرایط گره اتصال	V_n (N)
گره در هر چهار وجه خود محصور شده باشد	$1.7\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
گره در سه وجه خود و یا دو وجه مقابل هم که در یک امتداد هستند، محصور شده باشد.	$1.25\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
سایر حالات	$1.0\lambda\sqrt{f'_c}A_j$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

پ-۲) اتصالات لرزه‌ای تیر به ستون (Seismic Beam-Column Joints)

فلسفه کلی طراحی اتصالات در ACI318، باقی ماندن اتصال در محدوده ارتجاعی می‌باشد. زیرا که اتصالات در زمره نامناسب‌ترین قسمت سازه برای استهلاک انرژی به شمار می‌روند. ACI توصیه می‌کند 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 می‌شود، این نیروهای برشی در اتصال موجب شکست هسته اتصال بر اثر برش می‌گردد، لذا مقاومت اتصال در هیچ شرایطی کمتر از مقاومت لولای خمیری‌ای که در قاب تشکیل می‌شود و قاب را تبدیل به مکانیزم می‌کند، در نظر گرفته نمی‌شود. در صورت رخداد زلزله و وارد آمدن خسارت به ساختمان، به نحوی که قابل تعمیر و مرمت باشد، این معیار اتصال‌ها را از تعمیر که معمولاً دسترسی به آنها خیلی مشکل است، بی نیاز می‌کند. همچنین اگر قرار باشد که اتصال در استهلاک انرژی سهیم باشد، بطور جدی دچار کاهش سختی می‌شود.

۹-۲۰-۶-۵-۲-۱ نیروهای آرماتورهای طولی تیرها در بر ناحیه‌ی اتصال باید با فرض تنش کششی $1.25f_y$ محاسبه شوند.

۹-۲۰-۶-۵-۴-۱ نیروی برشی در اتصال تیر به ستون باید در صفحه‌ی 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 ۹-۲۰-۶-۵-۲-۱ به دست آمده، و نیروی برشی در ستون‌ها در براساس مقاومت خمشی محتمل تیرها، M_{pr} محاسبه گردد.

۹-۲۰-۶-۵-۴-۲ ϕ براساس بند ۹-۷-۴-۵-پ برای برش تعیین می‌شود. $\phi=0.85$ براساس بند ۹-۷-۴-۵-پ

۹-۲۰-۶-۵-۴-۳ V_n در ناحیه گره براساس جدول ۹-۲۰-۲ تعیین می‌شود.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

This book is copyrighted. All rights reserved. This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

مقدار V_n، در گره اتصال، چگونه محاسبه می‌شود؟

طبق بند ۹-۲۰-۶-۵-۴-۳ 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.

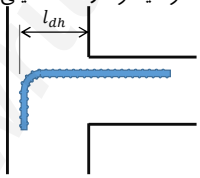
ستون	تیر در امتدادی که V_u حساب شده است.	محصور شدگی با تیرهای عرضی مطابق بند ۹-۱۶-۲-۸	V_n (N)
پیوسته یا مطابق بند ۹-۱۶-۲-۶	پیوسته یا مطابق بند ۹-۱۶-۲-۷	محصور شده	$1.7\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		محصور نشده	$1.2\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
	سایر موارد	محصور شده	$1.2\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		محصور نشده	$1.0\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
سایر موارد	پیوسته یا مطابق بند ۹-۱۶-۲-۷	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	$0.7\lambda\sqrt{f'_c}A_j$

صفحه ۶۷۷ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

۹-۲۰-۶-۵-۲-۲ آرماتورهای طولی تیرها که در ناحیه‌ی 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 ۹-۲۰-۶-۵-۵- برای فشار مطابق بند ۹-۲۱-۳-۸ باشد:

طبق بند ۹-۲۰-۶-۵-۵ 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.

$$l_{dh} = f_y d_b / \left(5.4\lambda\sqrt{f'_c}\right) > 150\ mm \quad or \quad 8d_b$$



- طول گیرایی میلگردهای مستقیم در کشش l_d 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: **2.5** 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: **3.25** برابر طول گیرایی میلگردهای قلابدار، l_{dh} از رابطه اخیر.

صفحه ۶۷۸ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

۹-۲۰-۶-۵-۵-۴ 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، l_d برای آن قسمت از میلگردهایی که در خارج از هسته محصور شده قرار دارند، باید به اندازه **1.6** برابر افزایش داده شود.

۹-۲۰-۶-۵-۲-۳ 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:

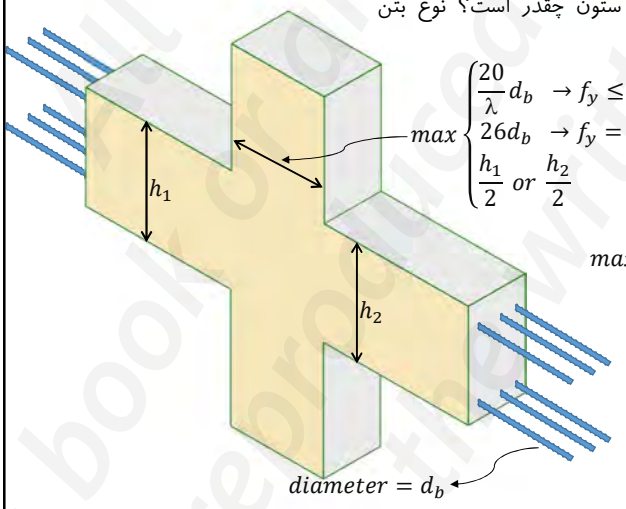
الف- برای میلگردهای با مقاومت تسلیم ۴۲۰ مگاپاسکال و کمتر برابر با $\frac{20}{\lambda}d_b$، که d_b قطر میلگرد بزرگتر است.

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 ۶۷۹ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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



$$max\begin{cases}\frac{20}{\lambda}d_b & \rightarrow f_y \le 420\ MPa\\ 26d_b & \rightarrow f_y = 520\ MPa\\ \frac{h_1}{2}\ or\ \frac{h_2}{2}\end{cases}$$

$$max\begin{cases}\frac{20}{1.0}\times 2.5 = 50\ cm & \rightarrow f_y \le 420\ MPa\\ \frac{h_1}{2} = \frac{50}{2} = 25\ cm\end{cases}$$

بنابراین حداقل بعد ستون ۵۰ سانت است.

صفحه ۶۸۰ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

وصله 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 کششی توصیه می‌گردد، میلگردهای طولی در تیرها در حدود عمق موثر تیر طویلتر از حد محاسباتی در هر انتها در نظر گرفته شوند.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

آرماتور عرضی

طبق بند ۹-۲۰-۶-۵-۳-۱، آرماتور گذاری عرضی باید در کلیه‌ی نواحی اتصالی، به جز آنهایی که در بند ۹-۲۰-۶-۵-۳-۲ اشاره شده‌اند، مطابق ضوابط بندهای ۹-۲۰-۶-۳-۳-۲ تا ۹-۲۰-۶-۳-۳-۴ و ۹-۲۰-۶-۳-۳-۷ (ضوابط آرماتورگذاری ناحیه l_0 ستون) به کار برده شود.

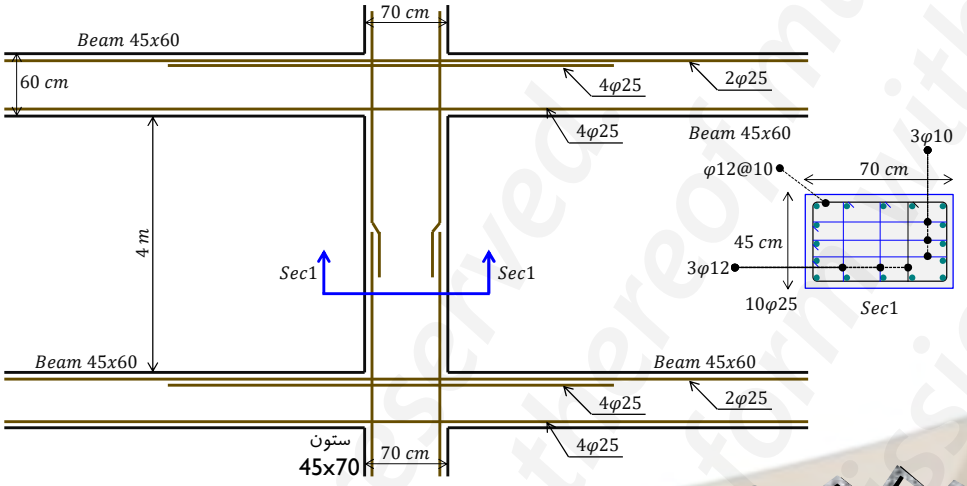
۹-۲۰-۶-۵-۳-۲ در نواحی اتصالی که در چهار سمت توسط تیرها محصور شده اند و عرض تیرها کمتر از سه چهارم بعد ستونی که به آن متصل می‌شوند، نیستند، می‌توان در طولی به اندازه کوتاه‌ترین ارتفاع تیر، h، از آرماتور عرضی، مساوی با نصف مقدار تعیین شده برای ناحیه l_0 ستون، استفاده نمود و فاصله آنها را از هم به جای فاصله آرماتورهای عرضی ناحیه l_0 ستون، تا ۱۵ سانتیمتر افزایش داد.

طبق بند ۹-۲۰-۶-۵-۳-۳، 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.

 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) کفایت برشی اتصال نشان داده شده در شکل زیر را بررسی کنید. مقاومت مشخصه بتن ۳۰ و تنش تسلیم فولاد ۴۲۰ مگاپاسکال در نظر گرفته شود.



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

طبق ACI، وقتی که آرماتورهای طولی تیر از ناحیه اتصال تیر به ستون عبور می‌کنند، بعد ستون به موازات آرماتور طولی باید حداقل ۲۰ برابر قطر بزرگترین میلگرد تیر برای بتن معمولی و ۲۶ برابر قطر بزرگترین میلگرد تیر برای بتن سبک باشد. بنابراین داریم:

$20d_b=20(2.5)=50\ cm < 70\ cm$ Ok

مساحت آرماتور برشی در جهت کوتاه: $A_{sh}=565\ mm^2$

مساحت آرماتور برشی در جهت بلند: $A_{sh}=461\ mm^2$

مقاومت برشی اتصال:

برای بدست آوردن نیروی برشی اتصال، بایستی لنگر مورد انتظار تیر در بر اتصال بررسی شود.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

ظرفیت خمشی مورد انتظار تیر:

$$M_{pr}(+ve) = 1.25A_s(+ve)f_y\left(d - \frac{a}{2}\right)$$
$$\Rightarrow 0.85(30)(a)(450) = 1.25(\frac{4 \times \pi \times 25^2}{4})(420)$$
$$\Rightarrow a = 89.8\ mm$$
$$M_{pr}(+ve) = \frac{1.25(4 \times \pi \times 25^2 \times 0.25)(420)}{10^6}\left(537.5 - \frac{89.8}{2}\right) = 507.7\ kN.m$$
$$M_{pr}(-ve) = 1.25A_s(-ve)f_y\left(d - \frac{a}{2}\right)$$
$$\Rightarrow 0.85(30)(a)(45) = 1.25(\frac{6 \times \pi \times 25^2}{4})(420)$$
$$\Rightarrow a = 134.7\ mm$$
$$M_{pr}(-ve) = \frac{1.25(6 \times \pi \times 25^2 \times 0.25)(420)}{10^6}\left(537.5 - \frac{134.7}{2}\right) = 726.9\ kN.m$$

صفحه ۶۸۵ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

$$V_{col} = \frac{726.9 + 507.7}{4.6} = 268.4\ kN$$
$$T_1 = 6 \times 1.25 \times \left(\pi \times \frac{25^2}{4}\right) \times 420 \times 10^{-3} = 1546.1\ kN$$
$$C_2 = T_2 = 4 \times 1.25 \times \left(\pi \times \frac{25^2}{4}\right) \times 420 \times 10^{-3} = 1030.6\ kN$$
$$V_{u,joint} = T_1 + C_2 - V_{col} = 1546.1 + 1030.6 - 268.4 = 2308.3\ kN$$
$$A_j = b_j h_c = 700 \times 450 = 315000\ mm^2$$
$$V_n = 1.2\lambda\sqrt{f'_c}A_j = \frac{1.2 \times 1.0\sqrt{30}(315000)}{1000} = 2070\ kN$$
$$\varphi V_n = 0.75 \times 2070 = 1552\ kN$$

به دلیل آنکه $V_u > \phi V_n$ شده، بایستی بعد ستون در جهت اعمال برش، بیشتر گردد.

$$for\ V_u = \varphi V_n \Rightarrow 0.75\frac{1.2 \times \sqrt{30}(450 \times h_{col})}{1000} = 2308.3 \Rightarrow h_{col} \approx 1000\ mm$$

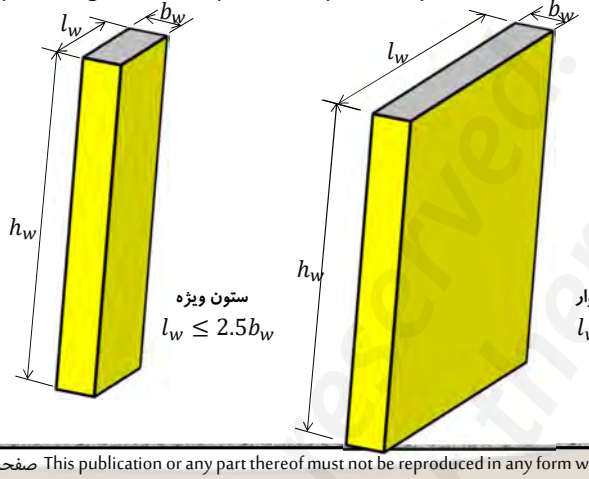
صفحه ۶۸۶ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission. All rights reserved

ضوابط طراحی دیوارهای برشی با شکل‌پذیری ویژه

ویرایش ۹۹ مبحث نهم: بخش تعاریف

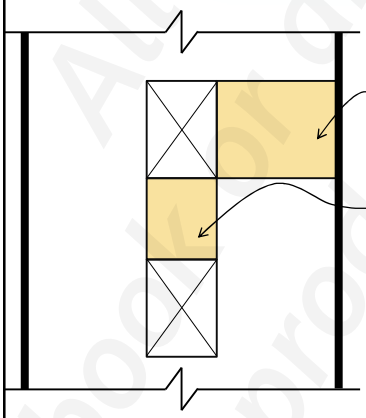
دیوار (wall): اعضای قائم با نسبت طول افقی به ضخامت بیشتر از ۳ که برای بار محوری، بار جانبی و یا هر دو طراحی می‌شوند.



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

قطعه‌ی دیواری (wall segment): قسمتی از دیوار که به بازشوهای قائم یا افقی و لبه‌های دیوار محدود شده باشد.

قطعه‌ی دیواری افقی (wall segment, horizontal): قطعه‌ی دیواری که در جهت قائم به دو بازشو و یا یک بازشو و یک لبه محدود شده باشد.

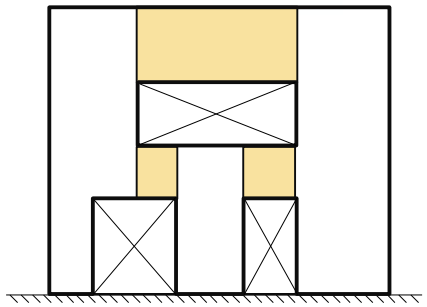


قطعه‌ی دیواری قائم (wall segment, vertical): قطعه‌ی دیواری که در جهت افقی به دو بازشو و یا یک بازشو و یک لبه محدود شده باشد. دیوار پایه (جرز دیوار) در این گروه جای دارد

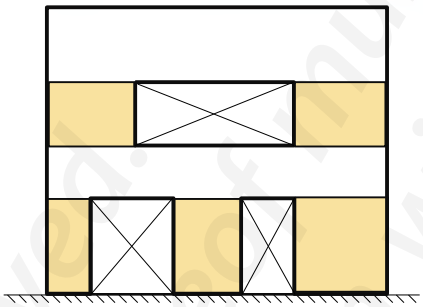
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مثال‌های دیگری از قطعه‌ی دیـواری افقی و قطعه‌ی دیـواری قائم:



قطعه‌ی افقی دیوار (قسمت هاشور خورده)



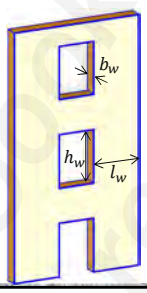
قطعه‌ی قائم دیوار (قسمت هاشور خورده)

صفحه ۶۸۹ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

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		
	$l_w/b_w \le 2.5$	$2.5 < l_w/b_w \le 6.0$	$l_w/b_w > 6$
$(h_w/l_w) < 2$	دیوار است	دیوار است	دیوار است
$(h_w/l_w) \ge 2$	دیوار پایه باید مانند یک ستون ویژه مطابق الزامات بند ۹-۲۰-۶-۳-۲ تا ۹-۲۰-۶-۳-۴ طراحی شود.	دیوار پایه باید مطابق الزامات بند ۹-۲۰-۷-۶-۱ طراحی شود.	دیوار است



دیوار پایه، جـرز دیوار

$$\begin{cases} \dfrac{h_w}{l_w} \ge 2\,, & \dfrac{l_w}{b_w} \le 2.5 \\ \dfrac{h_w}{l_w} \ge 2\,, & 2.5 \le \dfrac{l_w}{b_w} \le 6.0 \end{cases}$$

$\rightarrow$ دیوار پایه باید مانند یک ستون ویژه مطابق الزامات بند ۹-۲۰-۶-۳-۲ تا ۹-۲۰-۶-۳-۴ طراحی شود.

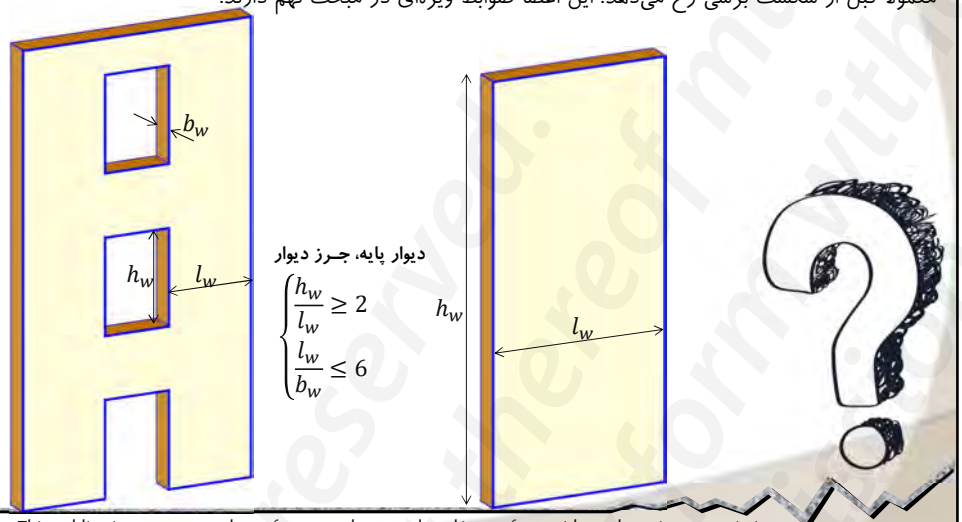
$\rightarrow$ دیوار پایه باید مطابق الزامات بند ۹-۲۰-۷-۶-۱ طراحی شود.

صفحه ۶۹۰ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission. All rights reserved.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

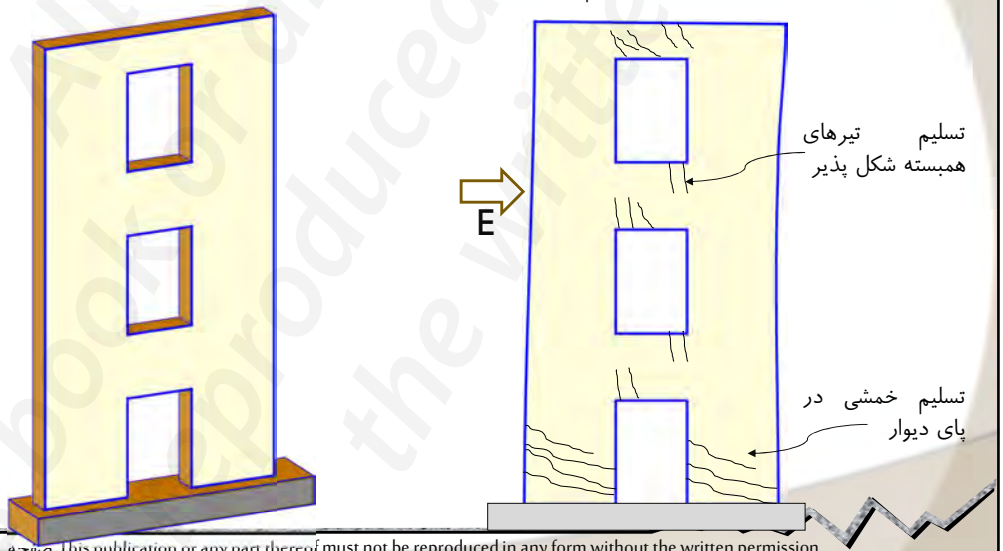
دیوار پایه، جـرز دیوار (wall pier): قطعه‌ی دیواری قائم که در آن نسبت طول افقی به ضخامت (l_w/b_w) مساوی یا کمتر از ۶ و نسبت ارتفاع به طول افقی (h_w/l_w) بزرگتر از ۲ باشد. این اجزا بسیار شبیه به ستون بوده و شکست خمشی معمولاً قبل از شکست برشی رخ می‌دهد. این اعضا ضوابط ویژه‌ای در مبحث نهم دارند.



صفحه ۶۹۱ 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.



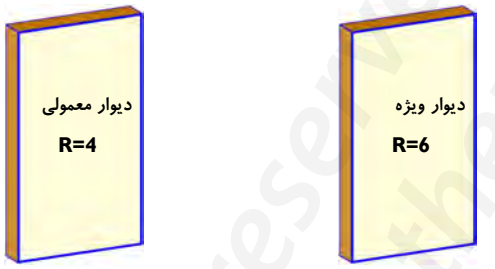
صفحه ۶۹۲ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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 شکل پذیری زیاد مطابق فصل ۹-۲۰.

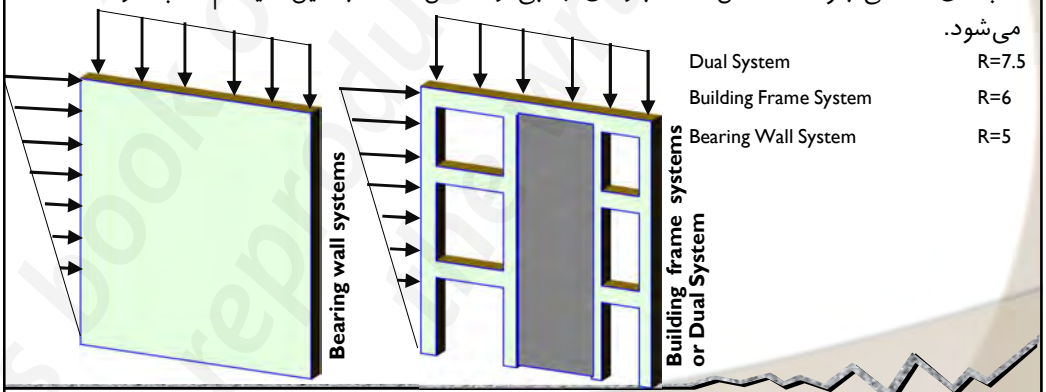
دیوار سازه‌ای، شکل‌پذیری کم (معمولی) (structural wall, ordinary): دیوار با ضوابط مربوط به شکل پذیری کم مطابق فصل ۹-۱۳.



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

نوع سیستم باربر جانبی در حالتی که دیوار داشته باشیم.

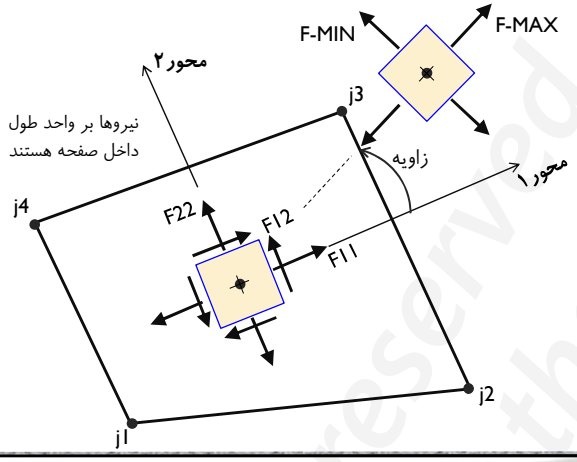
- اگر بیش از ۵۰٪ بار ثقلی طبقه سهمیه دیوارها باشد، آن سیستم، دیوار باربر است. اگر مقدار قاب‌ها هم زیاد بوده و بیشتر بارهای ثقلی توسط قاب‌های فضای تحمل شود و دیوار برشی برای مقابله با بارهای جانبی باشد، به این سیستم قاب ساختمانی به همراه دیوار برشی گفته می‌شود. اگر قاب‌های خمشی بتوانند حداقل ۲۵٪ بارهای جانبی را تحمل کنند، به این سیستم، قاب دوگانه گفته می‌شود.



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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 F11 و F22 (متناسب با جهت محورهای محلی) و همچنین برش توسط ضرایب F12 کنترل می‌شود.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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

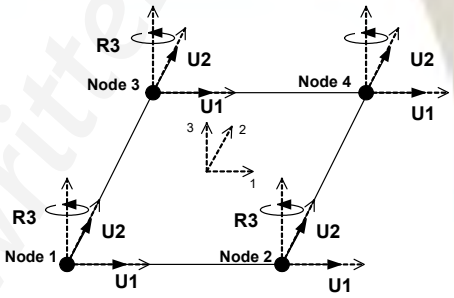
Application

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

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This document or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

The Shell Element

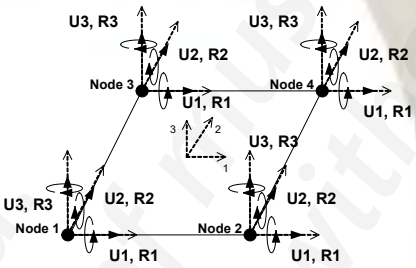
General

Total DOF per Node = 6 (or 5)

Total Displacements per Node = 3

Total Rotations per Node = 3

Used for curved surfaces



Shell

Application

For Modeling surface elements carrying general loads

Building Specific Application

May be used for modeling of general slabs systems.
But not used generally

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

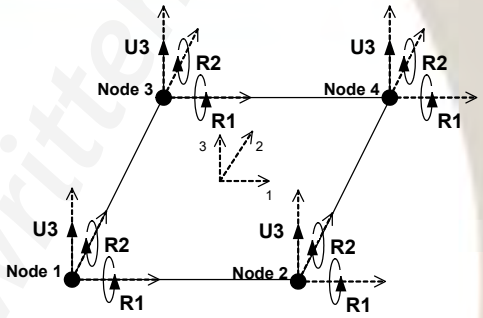
General

Total DOF per Node = 3

Total Displacements per Node = 1

Total Rotations per Node = 2

Plates are for flat surfaces



Plate

Application

For Modeling surface elements carrying out of plane loads

Building Specific Application

For representing floor slabs for Vertical Load Analysis

Model slabs

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

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.

- 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.

Table 4-3 Reinforced concrete effective stiffness values.

Component	Service-Level Linear Models			MCER-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	$1.0E_cA_g$	$0.07\left(\frac{\ell}{h}\right)E_cI_g \le 0.3E_cI_g$	$0.4E_cA_g$	$1.0E_cA_g$	$0.07\left(\frac{\ell}{h}\right)E_cI_g \le 0.3E_cI_g$	$0.4E_cA_g$

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

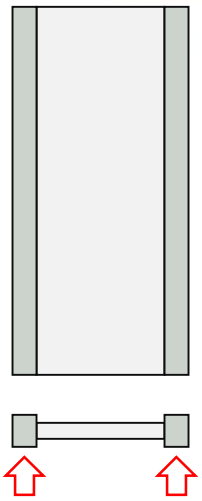
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

بنابراین بعد از انتخاب دیوار و از مسیر Assign menu > Shell > Stiffness Modifiers اقدام نموده و 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.

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission



المان‌های لبه‌ای 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 اقدام به اعمال ضریب ترک خوردگی کنید:

صفحه ۷۰۱ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

در تصویر فوق، سختی خمشی حول محور ۳ ستون، نظیر با سختی درون صفحه دیوار می‌باشد. در این حالت لازم است، هر ضریبی که جهت اصلاح سختی درون صفحه دیوار، از طریق گزینه f22 به دیوار معرفی شده است، بر روی I33 و نیز A ستون‌های دو انتهای دیوار (گزینه اصلاح سختی محوری) نیز معرفی شود.

سختی خمشی حول محور ۲ ستون، نظیر با سختی خارج صفحه دیوار می‌باشد. مقدار ضریب اصلاح سختی خمشی مذکور که بر روی I22 ستون‌های دو انتهای دیوار معرفی می‌شود، به عوامل متعددی از جمله وجود یا عدم وجود قاب خمشی در راستای متعامد دیوار و جزئیات آرماتورگذاری مورد نظر در این ستون‌های مرزی وابسته می‌باشد. لذا، انتخاب این ضریب، بر عهده مهندس طراح است. به عنوان مثال ممکن است طراح این ضریب را مشابه ضریب اصلاح سختی عمود بر صفحه دیوار، برابر با 0.25 و یا این ضریب را مشابه ضریب اصلاح سختی خمشی ستون‌ها، برابر با 0.7 منظور نماید. درصورتی‌که این ضریب، مشابه ستون‌ها در نظر گرفته می‌شود، لازم است جزئیات آرماتورگذاری ستون، نظیر با ضوابط شکل پذیری سیستم باربر لرزه‌ای سازه در راستای عمود بر صفحه دیوار رعایت گردد.

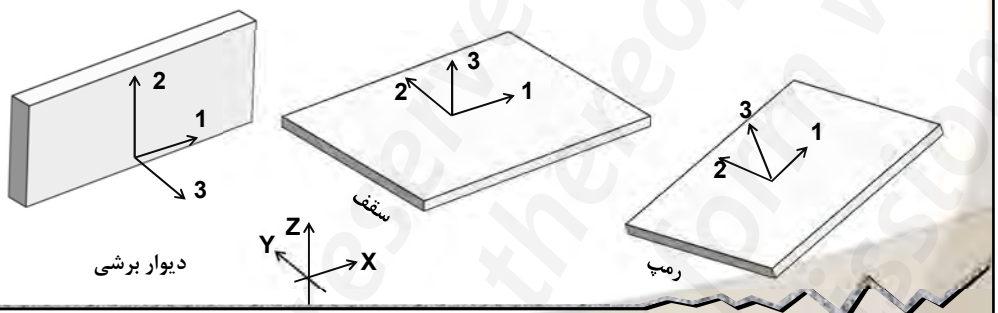
صفحه ۷۰۲ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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.



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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:

$(0.9 - 0.6AI)D + \rho_x E_x$
$(0.9 - 0.6AI)D - \rho_x E_x$

ترکیب بار مربوط به کنترل دیوارهای امتداد Y:

$(0.9 - 0.6AI)D + \rho_y E_y$
$(0.9 - 0.6AI)D - \rho_y E_y$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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

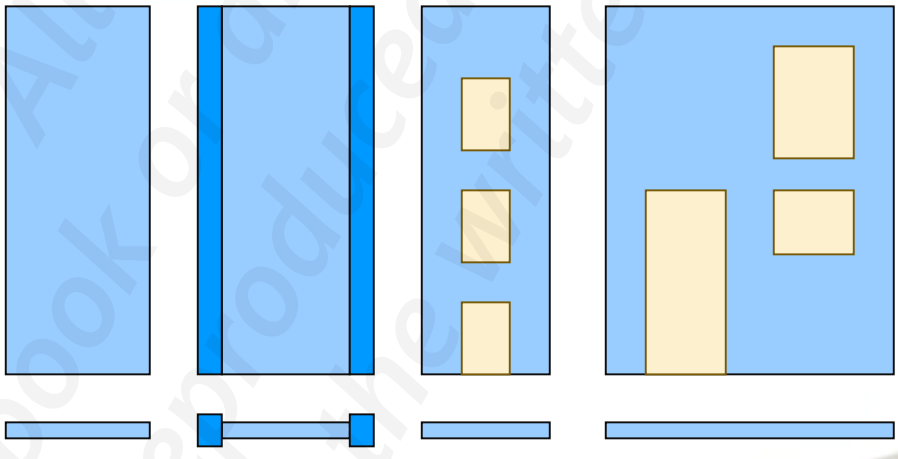
تنش‌های کششی با علامت مثبت و تنش‌های فشاری با علامت منفی نمایش داده می‌شوند.

$$f_r = 0.62\lambda\sqrt{30} = 3.4\ MPa \approx 34\frac{kg}{cm^2}$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

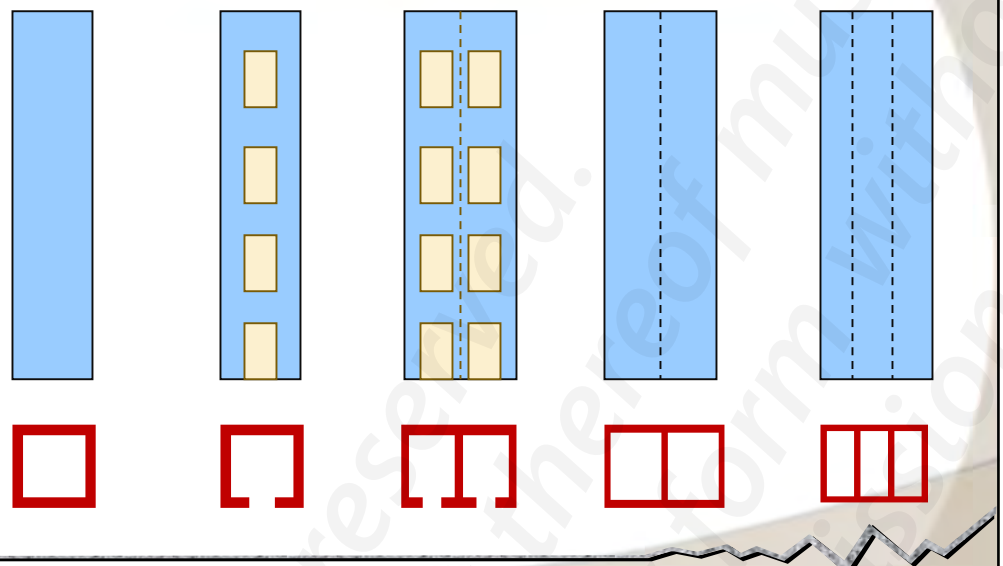
پیکربندی‌های مختلف برای دیوار برشی (Basic Types of Shear Walls)



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



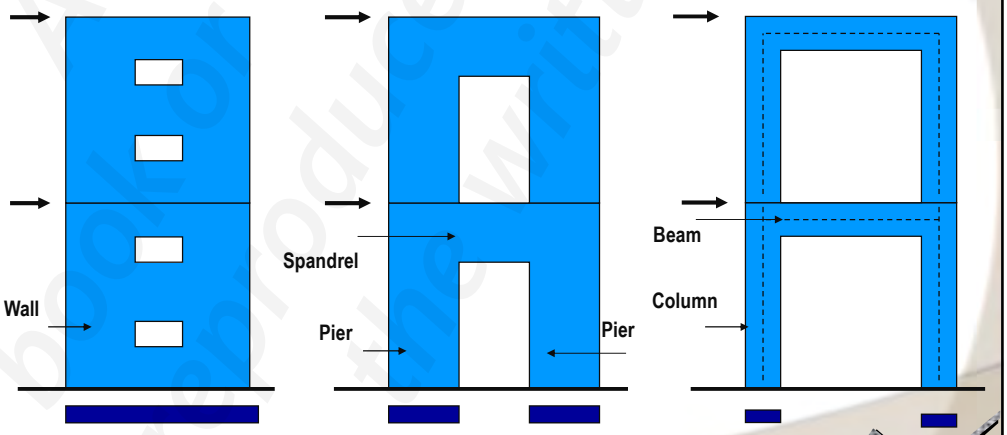
صفحه ۲۰۷ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

در صورت داشتن بازشوی زیاد دیوار به قاب تبدیل شود

در صورت بازشوی متوسط دیوار بهمراه تیر تیغه مدل شود

در صورت بازشوی کوچک میتوان از وجود آن صرف نظر نمود.



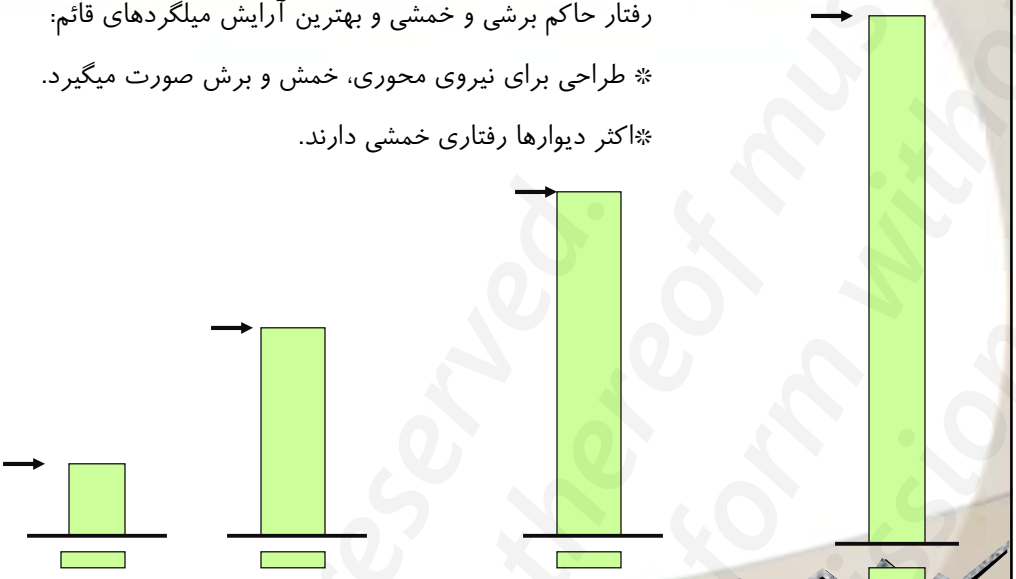
صفحه ۲۰۸ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

رفتار حاکم برشی و خمشی و بهترین آرایش میلگردهای قائم:

* طراحی برای نیروی محوری، خمش و برش صورت میگیرد.

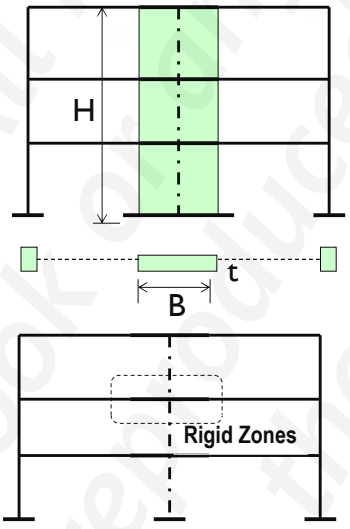
*اکثر دیوارها رفتاری خمشی دارند.



 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 عموما 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.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

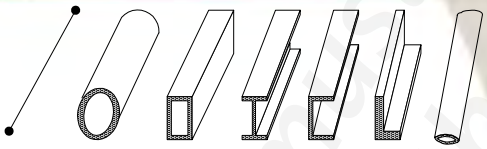
All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

1 D Elements (Beam type)

Can be used in 1D, 2D and 2D

2-3 Nodes. A, I etc.

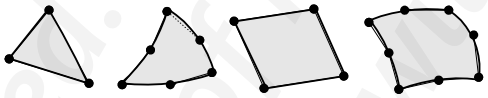


Truss and Beam Elements (1D,2D,3D)

2 D Elements (Plate type)

Can be used in 2D and 3D Model

3-9 nodes. Thickness

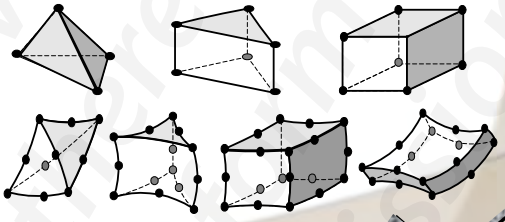


Plane Stress, Plane Strain, Axisymmetric, Plate and Shell Elements (2D,3D)

3 D Elements (Brick type)

Can be used in 3D Model

6-20 Nodes.



Brick Elements

صفحه ۷۱۱ 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 تحلیل دقیقتر مدل، دیوارها به نحو مناسبی مشبندی شوند. در انجام تحلیل با استفاده از نرم افزارهای اجزاء محدود، جهت اجرای مش بندی باید ابعاد مش‌ها به اندازه ای کوچک باشد که در صورت کوچکتر شدن مجدد این ابعاد، تغییر محسوسی در نتایج ایجاد نشود. بدین منظور توصیه می شود ابعاد مش‌ها برای دیوار در هر دهانه، برابر با یک پنجم تا یک دهم طول دیوار در دهانه مورد نظر اختیار گردد مضافاً آنکه مش بندی بگونه‌ای انجام شود که دیوار در هر دهانه، در هریک از دو راستای طولی و ارتفاعی خود، حداقل به سه جزء مش تقسیم شده باشد.

در خصوص نسبت ابعادی مش‌ها نیز پیشنهاد می شود مش‌بندی بگونه ای انجام شود که مش‌ها حتی المقدور مربعی باشند. بعبارتی نسبت ابعادی آنها برابر یا نزدیک به ۱ و حداکثر برابر ۲ درنظر گرفته شود. برای مش‌های مثلثی این نسبت به صورت نسبت بزرگترین به کوچکترین ضلع اندازه‌گیری می‌شود.

* برای مدلسازی پوسته دیوار میتوان از المانهای با رفتار درون صفحه (Membrane Elements) یا با رفتار درون و بیرون صفحه (Shell Element) استفاده نمود.

برای مش‌بندی دیوارها، آنها را انتخاب و از مسیر زیر اقدام نمایید:

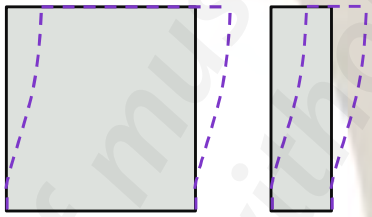
Edit menu > Edit Shells > Divide Shells

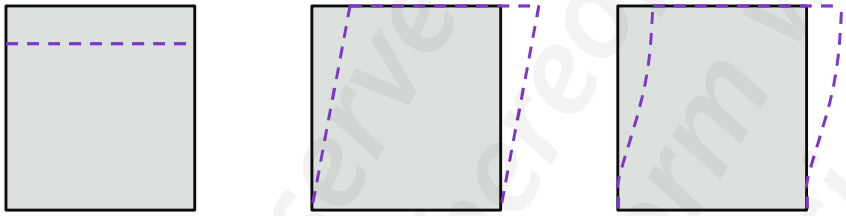
صفحه ۷۱۲ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

سه نوع تغییرشکل را می‌توان برای المان پوسته تصور نمود:

- المان پوسته تغییرشکل برشی و محوری را خوب مدل میکند.

- المان پوسته قادر به مدلسازی تغییرشکل‌های خمشی نیست.





تغییرشکل خمشی | تغییرشکل برشی | تغییرشکل محوری

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

الف) ب) پ)

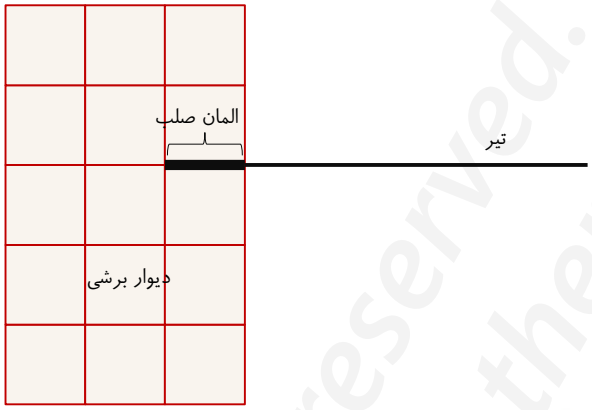
❊ دیوار الف با ۵ المان مدل شده است. نسبت ابعادی المان‌ها مطلوب است و خمش حاکم نیست.

❊ 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.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

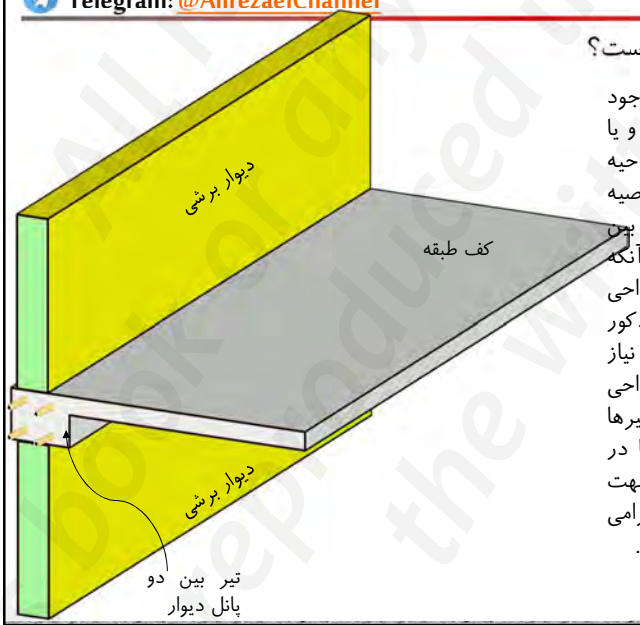
برای دیواری مستطیلی، در خصوص تیرهایی که در امتداد صفحه دیوار برشی به دیوار متصل شده اند، توصیه می‌شود، این تیرها به اندازه یک مش وارد دیوار شوند و بجای اتصال به اولین گره، به دومین ردیف گره‌های حاصل از مش بندی دیوار متصل شوند، سپس از مسیر Assign menu > Frame > End Length Offsets باید انتهای متصل به دیوار در طولی که به اندازه یک مش وارد شده، Rigid شود.



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

آیا نیاز به مدلسازی تیر روی دیوارها است؟

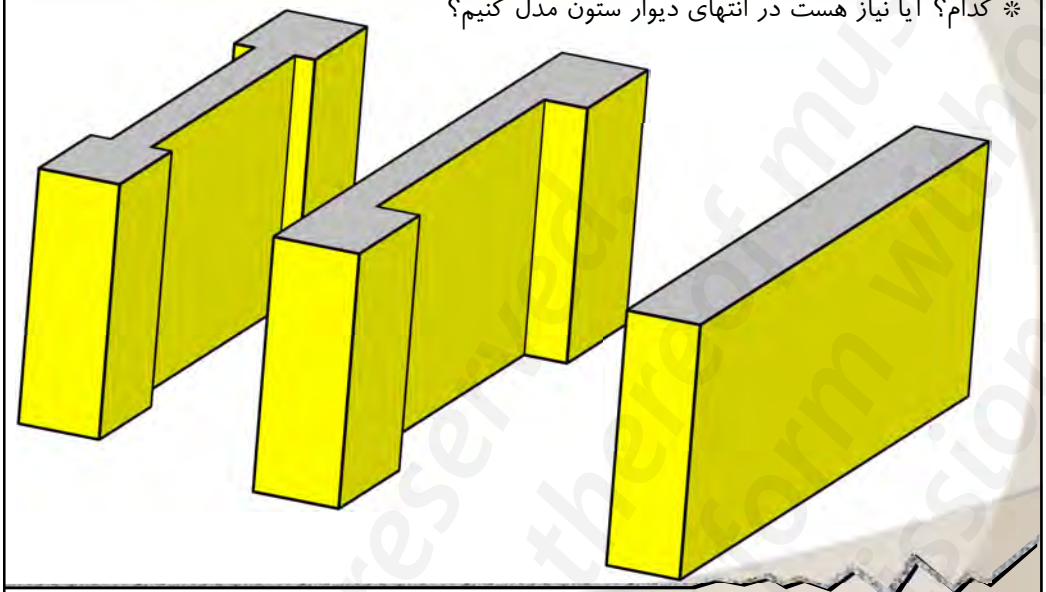
بین المان‌های دیوار برشی، عملاً تیری وجود نداشته و با اجرای آرماتورگذاری مشابه تیرها و یا بعضاً افزودن آرماتور در این ناحیه، رفتار ناحیه مذکور، مشابه تیرها نخواهد شد. از این رو توصیه می شود تا حد امکان از مدلسازی این تیرها بین المان‌های دیوار خودداری شود. خصوصاً آنکه مدلسازی المان تیر غیرمفصلی در این نواحی موجب تشکیل سختی مضاعف در ناحیه مذکور گردد. لیکن در مواردی که به تشخیص طراح، نیاز به مدلسازی این تیرها باشد، ضرورتی به طراحی این تیرها، تأمین ضوابط شکل پذیری نظیر با تیرها و اجرای آرماتورهای عرضی مربوط به تیرها در ناحیه مذکور نمی باشد. متذکر می گردد، جهت بررسی ضابطه ۲۵ درصد قاب‌های دوگانه، الزامی مبنی بر مدل کردن و حضور این تیر نمی باشد.



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

❊ کدام؟ آیا نیاز هست در انتهای دیوار ستون مدل کنیم؟



صفحه ۷۱۷ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

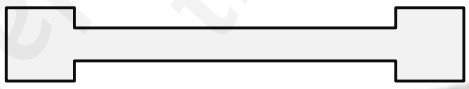
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

در صورتیکه دیوار برشی دمبلی شکل داشتیم، ستون‌های دو انتهای دیوار باید بصورت مستقل طراحی شوند؟

ستون‌های مرزی دیوارهای برشی در عملکرد درون صفحه دیوار، بخشی از دیوار محسوب گشته و با دیوار کاملاً یکپارچه می‌باشند و نمی‌توان آن‌ها را ستون‌هایی مستقل در نظر گرفت. لذا تحت ترکیب بارهای دارای نیروهای زلزله در راستای صفحه دیوار، این ستون‌ها نباید بصورت مستقل طراحی شوند. لیکن تحت ترکیب بارهای دارای نیروهای زلزله در راستای خارج صفحه دیوار، لازم است این ستون‌ها طراحی شوند. در این حالت، درصورتی‌که طراح، ضریب اصلاح سختی خمشی ستون‌های مرزی، حول محور نظیر با سختی عمود بر صفحه دیوار را مشابه ضریب اصلاح سختی عمود بر صفحه دیوار (مثلاً **0.25**) در نظر گرفته باشد، الزامی به رعایت جزئیات آرماتورگذاری ستون، نظیر با ضوابط شکل پذیری سیستم باربر لرزه‌ای در راستای عمود بر صفحه دیوار نمی‌باشد. لیکن، درصورتی‌که ضریب مذکور، مشابه ضریب اصلاح سختی خمشی ستون‌ها، برابر با **0.7** منظور شده باشد، لازم است جزئیات آرماتورگذاری ستون، نظیر با ضوابط شکل پذیری سیستم باربر لرزه‌ای در راستای عمود بر صفحه دیوار رعایت گردد.

ACI318-19:

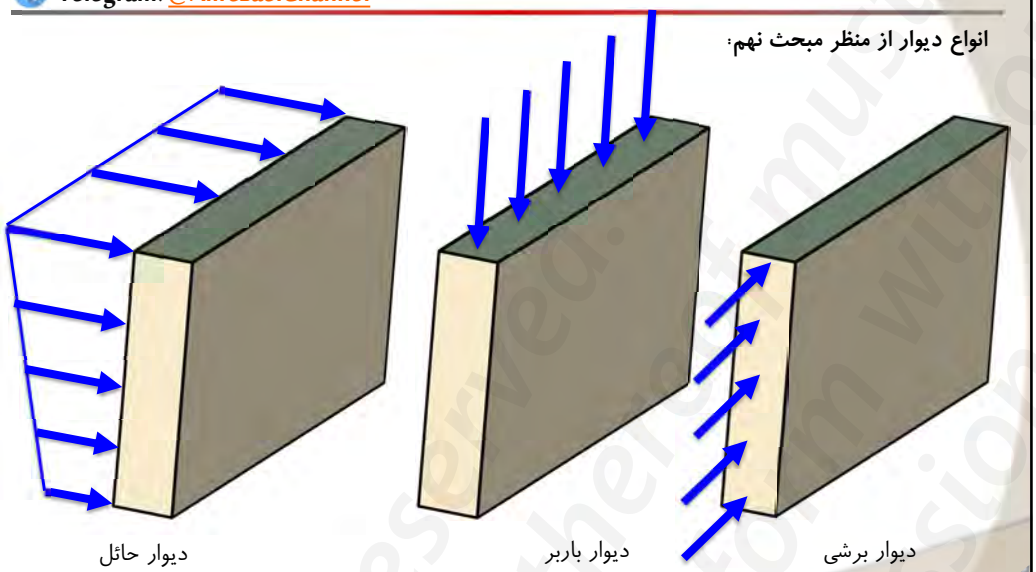
R18.6: It is acceptable for beams of a special moment frame to connect into a wall boundary if the boundary is reinforced as a special moment frame column in accordance with 18.7.



صفحه ۷۱۸ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

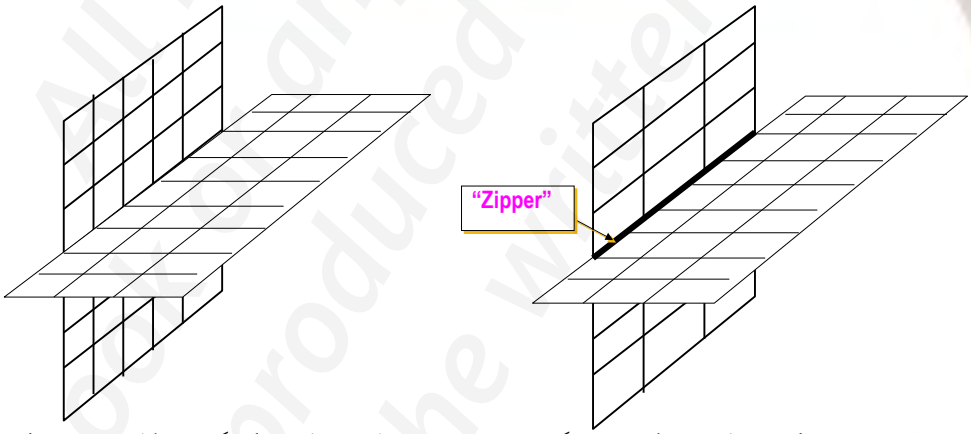
انواع دیوار از منظر مبحث نهم:



دیوار حائل　　دیوار باربر　　دیوار برشی

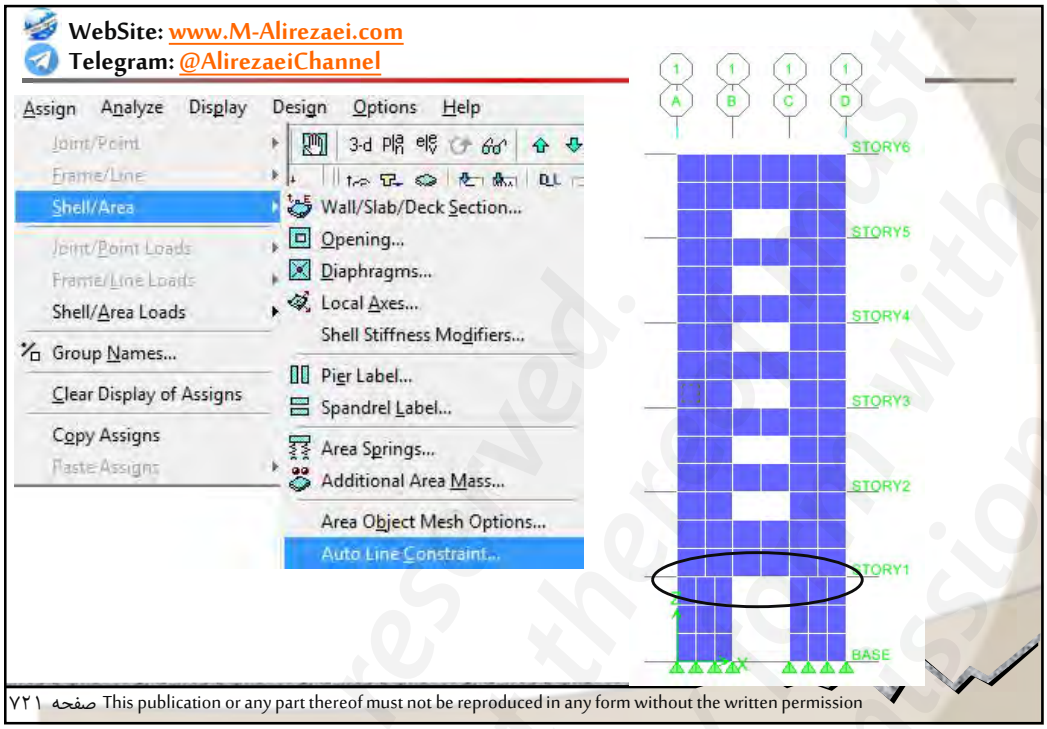
صفحه ۷۱۹ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

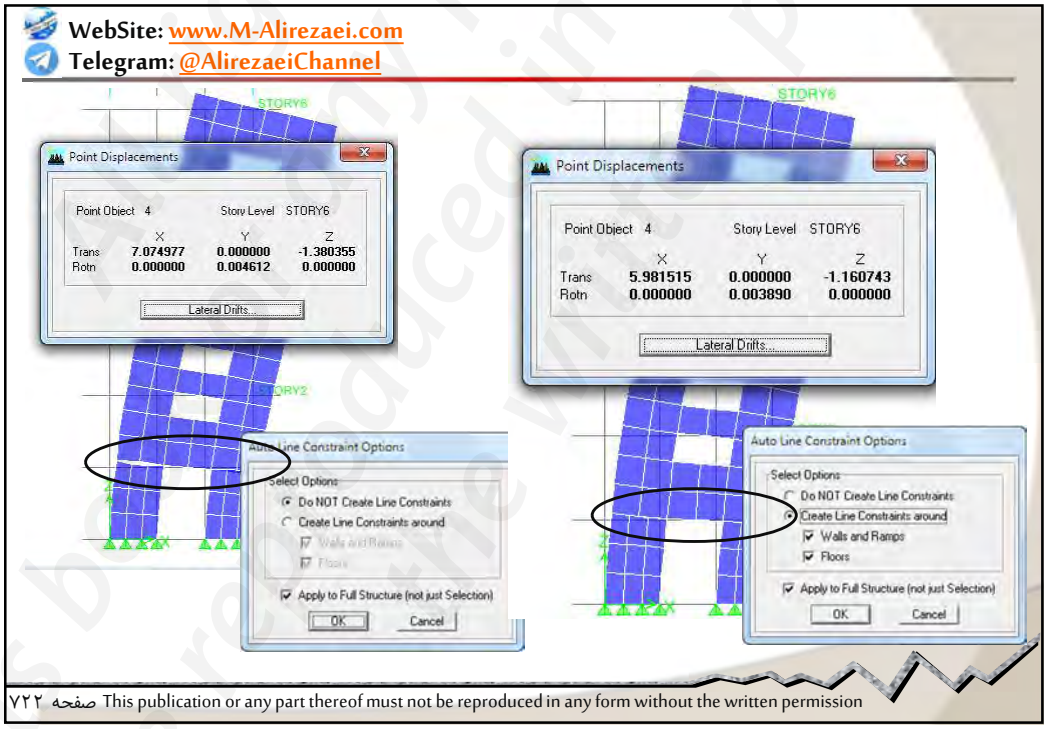


نحوه مشبندی بهتر است طوری باشد که گره دو عضو در یک نقطه قرار گیرد ولیکن برخی از نرم‌افزارها قابلیتی دارند که در صورت عدم انطباق گره ها، توسط یک المان زیپی آنها را به هم متصل می‌نمایند.

صفحه ۷۲۰ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission



صفحه ۷۲۱ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission



صفحه ۷۲۲ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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 ۷۲۳ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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:

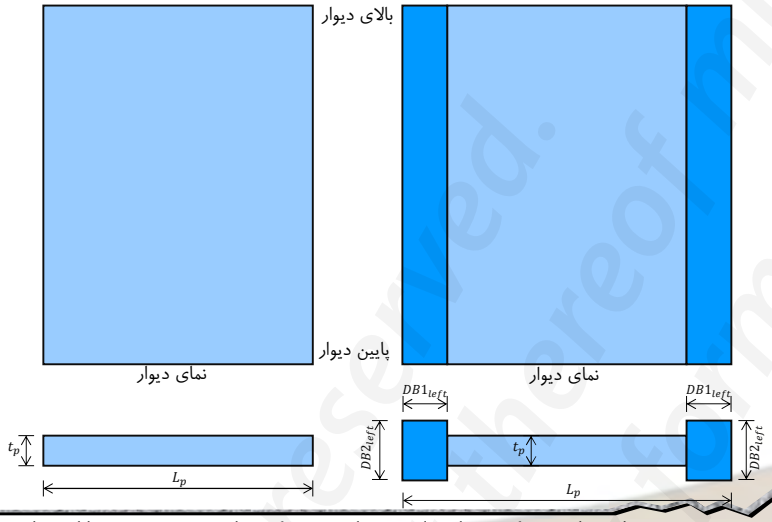
۹-۲۰-۷-۱۰-۱ دیوارهای سازه‌ای و اجزایی از آنها که تحت اثر همزمان بارهای محوری و خمش قرار دارند، باید مطابق ضوابط بند ۹-۸-۳ طراحی شوند. تاثیر بتن و آرماتورهای طولی که به نحو مناسبی مهار شده‌اند و در عرض موثر بال دیوار، اجزای لبه، و یا جان دیوار قرار دارند، و همچنین اثر بازشوها، باید در محاسبات منظور گردند.

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 ۷۲۴ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

هندسه دیوارهای قابل طراحی به این روش در شکل زیر نشان داده شده است. اگر توسط کاربر ابعادی برای اجزای لبه معرفی نشود، برنامه ابعاد آن را برابر با ضخامت جان دیوار در نظر میگیرد.



صفحه ۷۲۵ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

در روش طراحی ساده شده کششی و فشاری (Simplified Pier Design)، طراحی تحت سه حالت انجام می‌شود:

شرایط ۱) در این حالت ابعاد اعضای لبه توسط برنامه تعیین می‌شود

شرایط۲) در این حالت ابعاد اعضای لبه‌ای توسط کاربر وارد می‌شود.

شرایط۳) در این حالت ابعاد یک عضو لبه‌ای توسط کاربر وارد می‌شود.

صفحه ۷۲۶ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

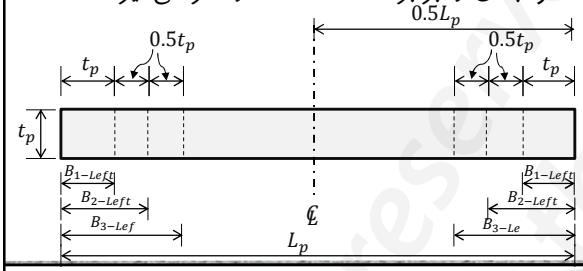
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

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.

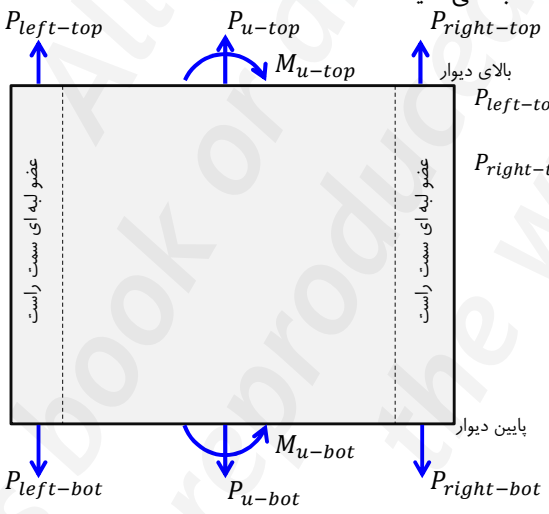


$$B_{1-Left} = B_{1-Rig} = t_p$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

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.



$$P_{left-top} = \frac{P_{u-top}}{2} + \frac{M_{u-top}}{(L_p - 0.5B_{1-left} - 0.5B_{1-rig})}$$

$$P_{right-top} = \frac{P_{u-top}}{2} - \frac{M_{u-to}}{(L_p - 0.5B_{1-left} - 0.5B_{1-right})}$$

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:

$$A_{st} = \frac{P}{\varphi_b f_y}$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

سطح مقطع فولاد فشاری A_{sc} برابر است با:

$$Abs(P) = P_{\max -Facto}\ \varphi_c\left(0.85f_c'(A_g - A_{sc}) + f_y A_{sc}\right)$$

$$\Rightarrow A_{sc} = \frac{\frac{Abs(P)}{P_{\max -Facto}\ \varphi_c} - 0.85f_c' A_g}{f_y - 0.85f_c'}$$

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.

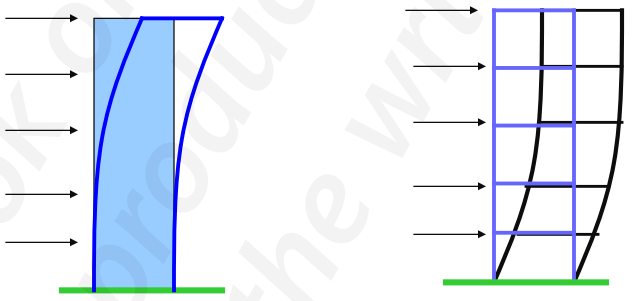
This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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.

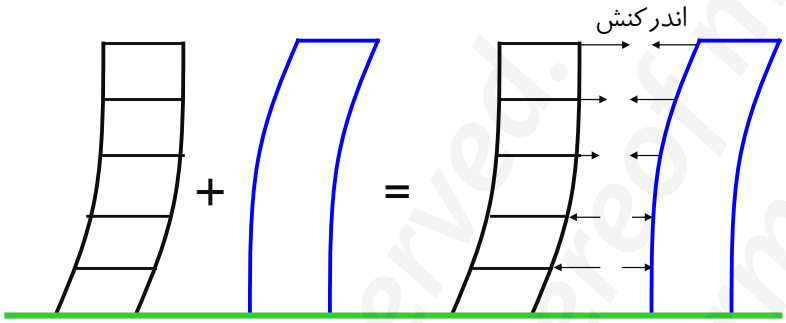


Shear Wall Behavior

Frame Behavior

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

این دو رفتار سبب ایجاد اندرکنشی بین قاب و دیوار می‌شود.



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

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 ۷۳۳ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

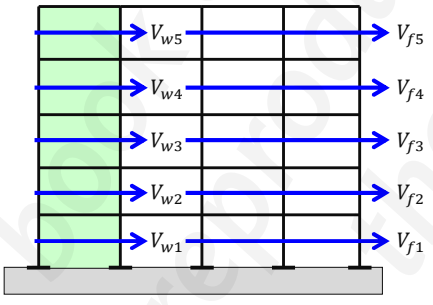
روش کنترل ضابطه ۲۵٪ در برنامه ETABS

ابتدا لازم است سهم قاب و دیوار به‌طور مجزا در طبقات بررسی شود تا مشخص گردد در کدام طبقات، سهم قاب از برش زلزله‌ی طبقه، کمتر از ۲۵ درصد می‌باشد. سپس طراح می‌تواند جهت اقناع ضابطه مذکور، صرفاً به انجام اصلاحات در طبقاتی بپردازد که سهم قاب در آن طبقات کمتر از ۲۵ درصد برش طبقه است.

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 اقناع نموده است.

در این بررسی سهم باربری هر یک از اجزا بررسی می‌شود.

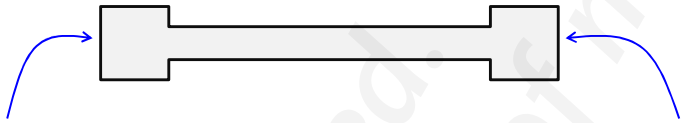
به هر حال، طراح می‌تواند به شیوه‌های مختلف، سهم قاب از برش طبقه در هر امتداد را محاسبه نماید.



صفحه ۷۳۴ 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 دیوارهای برشی دمبلی شکل که دارای ستون‌های مرزی در دو انتهای خود می‌باشند، این ستون‌های مرزی در امتداد صفحه دیوار، بخشی از دیوار برشی محسوب گشته و برش آن‌ها از زلزله طبقه به‌عنوان برش سهم قاب لحاظ نمی‌گردد. از این رو، در فرآیند طراحی قاب تحت ۲۵ درصد برش طبقه نیز نباید این ستون‌های مرزی طراحی شوند. متذکر می‌گردد ستون‌های مرزی در دیوارهای دمبلی شکل لزوماً المان‌های مرزی دیوار نمی‌باشند.



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 می‌توان 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) می‌توان از هر تحلیلی استفاده نمود.

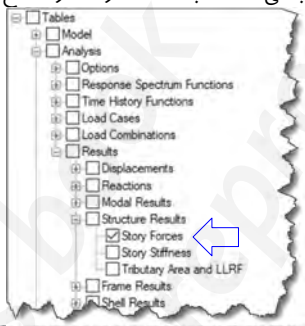
- متذکر می‌گردد در صورتی‌که توزیع به روش استاتیکی معادل انجام می‌شود لازم است ضریب K بر اساس زمان تناوب اصلی نوسان مربوط به سازه اصلی تعیین شود.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

روش اول (افزایش نیروی زلزله در مدل بدون حذف دیوارها):

در این روش، سختی دیوارها حذف نشده و بعبارتی هیچ‌گونه تغییری در سختی آنها صورت نمی‌گیرد. بدین صورت‌که با حفظ سختی دیوارها، نیروی جانبی طبقه مورد نظر تا آنجا افزایش داده می‌شود 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 iام، a_i درصد باشد، برای طراحی مجدد اعضای قاب در آن طبقه لازم است نیروهای زلزله در ضریب $25/a_i$ ضرب شوند. نظر به آنکه سهم قاب از برش طبقه در طبقات مختلف متفاوت است لازم است به‌ازای a_i هر طبقه، هر بار، نیروهای زلزله در ضریب $25/a_i$ آن طبقه ضرب شود و اعضای قاب در همان طبقه طراحی مجدد شوند و یا بدلیل زمان‌بر بودن این‌کار، بحرانی‌ترین طبقه که دارای کوچکترین a_i می‌باشد، مبنا قرار گرفته و طراحی قاب در کلیه طبقاتی که ضابطه ۲۵ درصد را اقناع نکرده‌اند، تحت ضریب $25/a_i$ مربوط به طبقه بحرانی انجام شود.



تذکر: نتایج استفاده از این روش، حتی درصورتی‌که برای هر طبقه از ضریب نظیر با a_i همان طبقه استفاده شود، بطور معمول نسبت به سایر روش‌ها، تا حدی دست بالا می‌باشد که در صورت استفاده از a_i طبقه بحرانی برای کلیه طبقات، این وضعیت تشدید نیز خواهد شد.

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

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	-97486.6083	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.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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.

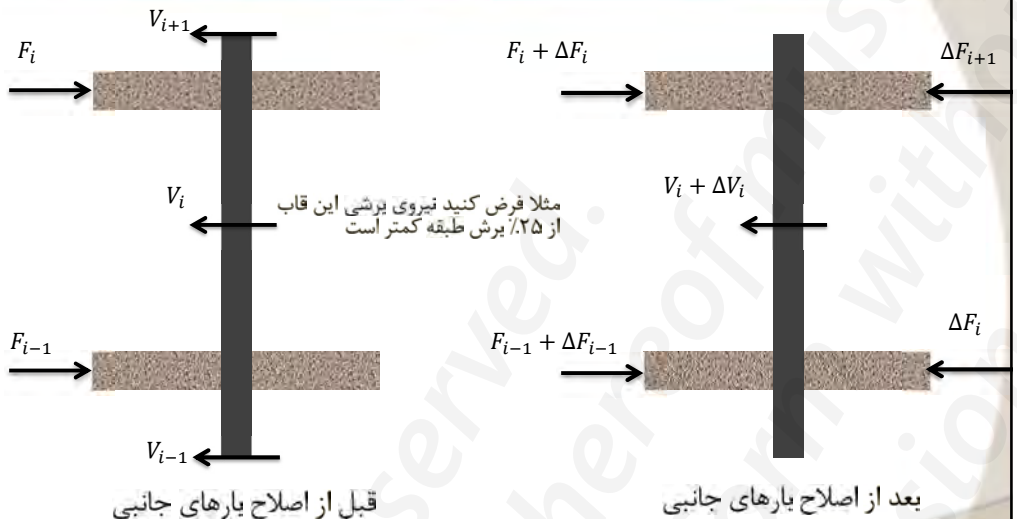
۴) در صورتی که $a = \frac{V_{fram}}{V_{total}} < 0.25$ باشد، می‌توان ضریب زلزله را از E به $\left(\frac{0.25}{a}\right)E$ افزایش داد و فقط کفایت اعضای قاب "طبقه مورد نظر" را کنترل نمود.

۵) مراحل ۱ الی ۴ را باید برای تمامی طبقاتی که نسبت $a < 0.25$ می‌باشد، تکرار شود. منتها جهت سهولت در کنترل می‌توان طبقات مورد نظر را بر اساس بزرگترین مقدار $\frac{0.25}{a}$ 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 مستقلا 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.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission. All rights reserved.

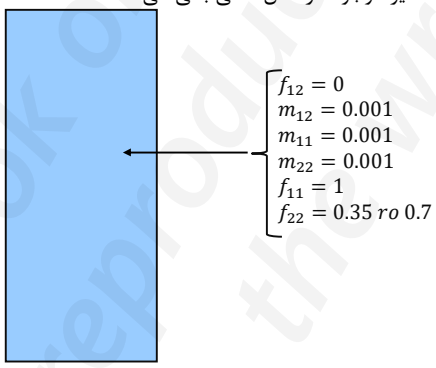
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

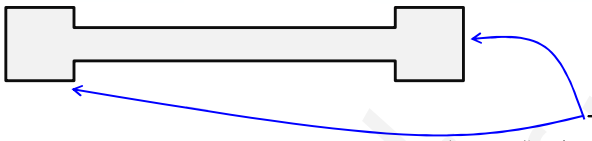
روش دوم (حذف سختی خمشی و برشی دیوارها):در این روش، باربری محوری دیوارها حفظ گردیده و لذا در دیوارهای غیر دمبلی که فاقد ستون‌های مرزی در دو انتهای دیوار هستند، مشکلی از بابت باربری ثقلی ایجاد نشده و نیاز به تمهیدات اضافی جهت تأمین باربری ثقلی در مدل نخواهد بود. جزئیات کار در این روش به شرح زیر می‌باشد:

۱- برای کلیه دیوارها در کلیه طبقات، ضریب اصلاح سختی برشی یا همان گزینه f12 در المان‌های دیوار، برابر صفر معرفی شود. همچنین ضرایب اصلاح سختی خمشی مربوط به گزینه m11، m22 وm12 برابر با 0.001 معرفی شود. ضرایب اصلاح مربوط به f11 وf22 بدون تغییر و برابر همان مقادیر موجود در مدل اصلی باقی می‌مانند.



This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission. All rights reserved.

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.



$$\begin{cases} I_{11} = 0.1 \\ I_{22} = 0.1 \end{cases}$$

۳- گره‌های اتصال پای دیوار در تراز شالوده مفصلی شوند.

۴- لازم است نیروهای زلزله‌ی 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 اقناع نکرده‌اند تحت نیروهای زلزله به شرح بند ۴ بررسی و در صورت لزوم طراحی مجدد شوند.

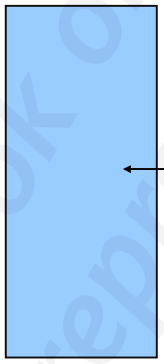
صفحه ۱ ۷۴ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

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 (f11، f22، f12، m11، m22، m12، v13 و v23) برابر با 0.001 معرفی شوند.



$$\begin{cases} f_{11} = 0.001 \\ f_{22} = 0.001 \\ f_{12} = 0.001 \\ m_{12} = 0.001 \\ m_{11} = 0.001 \\ m_{22} = 0.001 \\ v_{13} = 0.001 \\ v_{23} = 0.001 \end{cases}$$

صفحه ۲ ۷۴ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission. All rights reserved.

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 بند۲) 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 اقناع نکرده‌اند، تحت نیروهای زلزله به شرح بند ۳ 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

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @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.

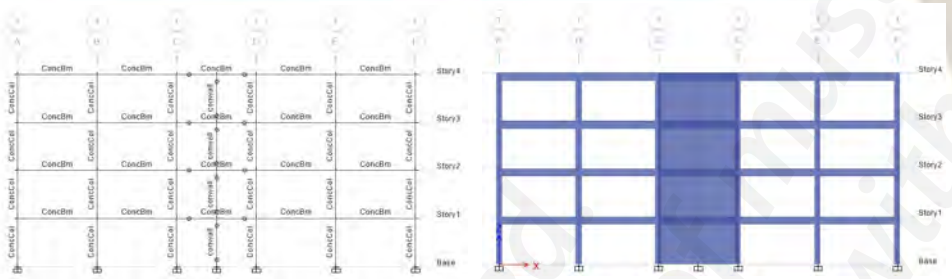
۲- تیرهایی با وزن صفر و سختی بالا (Rigid Beam) تعریف شود.

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.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission



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 اقناع نکرده‌اند، تحت نیروهای زلزله به شرح بند ۵ بررسی و در صورت لزوم طراحی مجدد شوند.

صفحه ۷۴۵ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

سایر نکات:

۱- در مدل ۲۵ درصد، لحاظ نمودن اثر ۳۰ درصدی زلزله راستای متعامد و استفاده از ترکیب‌بارهای 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- درصورتی‌که 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.

صفحه ۷۴۶ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

در دیوارهای برشی فاقد ستون مرزی (دیوار مستطیلی)، جهت بررسی اندرکنش بین قاب و دیوار که عمود بر صفحه دیوار به آن متصل شده اند، ابعاد ستون فرضی و ضریب اصلاح آن چگونه در نظر گرفته شود؟

در این نوع دیوارها، جهت تحلیل و بررسی سازه در امتداد صفحه دیوار، ستونی در دو انتهای دیوار مدل نخواهد شد. لیکن، جهت بررسی اندرکنش دیوار با قاب‌هایی که عمود بر صفحه دیوار به آن متصل می شوند، لازم است در دو انتهای دیوار، ستون‌هایی فرضی مدل شود (این کار ممکن است در فایل جداگانه ای انجام شود). پیشنهاد می گردد، عرض این ستون‌ها برابر با ضخامت دیوار و طول آنها بر مبنای کوچکترین مقدار حاصل از موارد زیر تعیین شود:

الف) طول المان مرزی درصورت وجود

ب) بیشترین دو مقدار ۲۵ سانتی‌متر و 3.33 برابر ضخامت دیوار، اگر قاب عمود بر صفحه دیوار، قاب متوسط باشد.

پ) 2.5 برابر ضخامت دیوار، اگر قاب عمود بر صفحه دیوار، قاب ویژه باشد.

ت) عرض تیر متصل به دیوار بعلاوه‌ی دو برابر ضخامت دیوار در هر سمت تیر که از لبه‌ی تیر محاسبه می شود.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

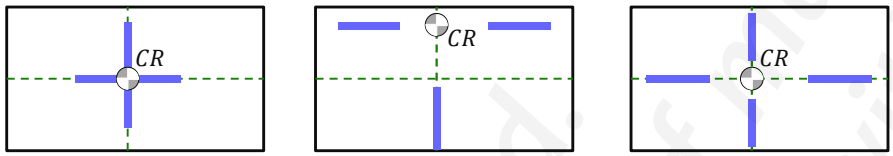
درخصوص ضریب اصلاح سختی خمشی این ستون‌های فرضی، نظیر با سختی خارج صفحه دیوار، برخی از طراحان معتقدند بدلیل آنکه در عمل، ستونی در محل مذکور وجود ندارد لازم است از همان ضریب اصلاح سختی خمشی عمود بر صفحه دیوار، برابر با 0.25 استفاده شود. لیکن، نظر برخی دیگر از طراحان بر آن است که اگر شرایط آرماتورگذاری ستون، بطور کامل در محدوده مذکور رعایت شده باشد، می‌توان این ضریب را مشابه ستون‌ها، برابر با 0.7 و درغیر اینصورت، مشابه سختی خارج صفحه دیوار، برابر 0.25 در نظر گرفت.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

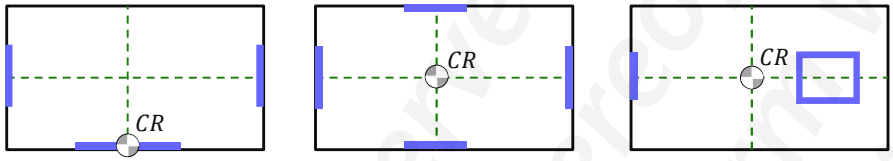
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

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.

صفحه ۷۴۹ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

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 iام، تحت جابجایی طبقه در جهت X

F'_{iy} : سهمیه نیروی رسیده به دیوار iام، تحت جابجایی طبقه در جهت Y

F''_{ix} : سهمیه نیروی رسیده به دیوار iام، تحت پیچش طبقه در جهت X

F''_{iy} : سهمیه نیروی رسیده به دیوار iام، تحت پیچش طبقه در جهت Y

F_{ix} و F_{iy} : به ترتیب نیروی جذب شده توسط دیوار iام در جهت X و Y است.

نیروی رسیده به هر دیوار ناشی از جابجایی انتقالی در جهت X و Y بصورت زیر تعیین می‌شود.

$$F'_{ix} = \frac{F_x I_{iy}}{\sum I_{iy}}$$
$$F'_{iy} = \frac{F_y I_{ix}}{\sum I_{ix}}$$

صفحه ۷۵۰ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

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 iام حول محور X و Y است.

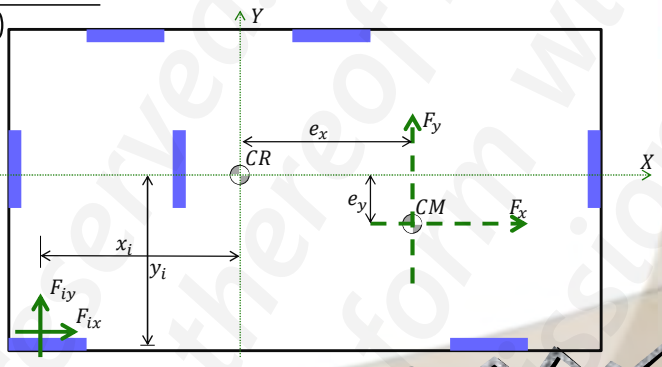
نیروی رسیده به دیوار iام به سبب پیچش در امتداد محور X و Y برابر است با:

$$F''_{ix} = \frac{(F_x e_y \pm accidental\ torsion) y_i I_{iy}}{\sum(x_i^2 I_{ix} + y_i^2 I_{iy})}$$

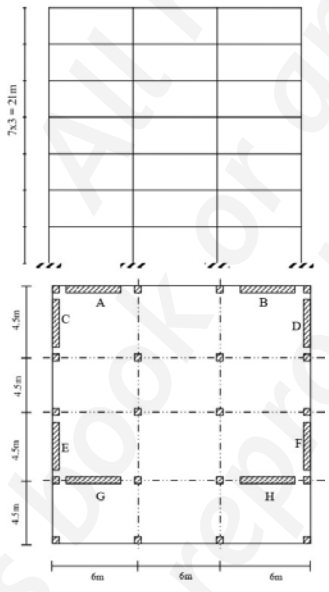
$$F''_{iy} = \frac{(F_y e_x \pm accidental\ torsion) x_i I_{ix}}{\sum(x_i^2 I_{ix} + y_i^2 I_{iy})}$$

که در رابطه اخیر، x_i مقدار فاصله دیوار iام در امتداد محور X نسبت به مرکز سختی C.R طبقه است. همچنین y_i مقدار فاصله دیوار iام 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.



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission



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:

$$I_{Ay} = I_{By} = I_{Gy} = I_{Hy} = \frac{0.2 \times 3^2}{12} = 0.45\ m^4$$

مجموع ممان اینرسی دیوارها حول محور Y برابر است با:

$$\sum_{i=1}^{4} I_{iy} = 0.45(4) = 1.8\ m^4$$

مقدار ممان اینرسی هر از دیوارها حول محور X برابر است با:

$$I_{Cx} = I_{Dx} = I_{Ex} = I_{Fx} = \frac{0.2 \times 3^2}{12} = 0.45\ m^4$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

مجموع ممان اینرسی دیوارها حول محور X برابر است با:

$$\sum_{i=1}^{4} I_{ix} = 0.45(4) = 1.8\ m^4$$

مختصات مرکز سختی سازه نسبت به مبداء مختصات برابر است با:

$$\bar{y} = \frac{\sum_{i=1}^{4} I_{iy} y_i}{\sum_{i=1}^{4} I_{iy}} = \frac{0.45 \times 2 \times 18 + 2 \times 0.45 \times 4.5}{1.8} = 11.25\ m$$

$$\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^{4} I_{ix} x_i}{\sum_{i=1}^{4} I_{ix}} = \frac{0.45 \times 2 \times 18}{1.8} = 9\ m$$

بنابراین مقدار خروج از مرکزیت در جهت y برابر است با:

e_y=11.25-9.0=2.25 m

مقدار خروج از مرکزیت در جهت x برابر است با:

e_x=9.0-9.0=0 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:

$$Total\ torsion, T_1 \pm T_2 = (2.25F_x \pm 0.9F_x)$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

$$F'_{ix} = \frac{F_x I_{iy}}{\sum I_{iy}}$$

$$F'_{Ax} = F'_{Bx} = F'_{Gx} = F'_{Hx} = \frac{0.45F_x}{18} = 0.25F_x$$

$$F''_{ix} = \frac{(T_1 \pm T_2) y_i I_{iy}}{\sum (x_i^2 I_{ix} + y_i^2 I_{iy})}$$

$$F''_{Ax} = F''_{Bx} = F''_{Gx} = F''_{Hx}$$

$$= \frac{(2.25F_x \pm 0.9F_x)(6.75)(0.45)}{2(0.45)(6.75)^2 + 2(0.45)(6.75)^2 + 2(0.45)(9)^2 + 2(0.45)(9)^2}$$

$$= 0.0133(2.25F_x \pm 0.9F_x)$$

$= 0.018F_x$ برای دیوار A و B

$= 0.042F_x$ برای دیوار G و H

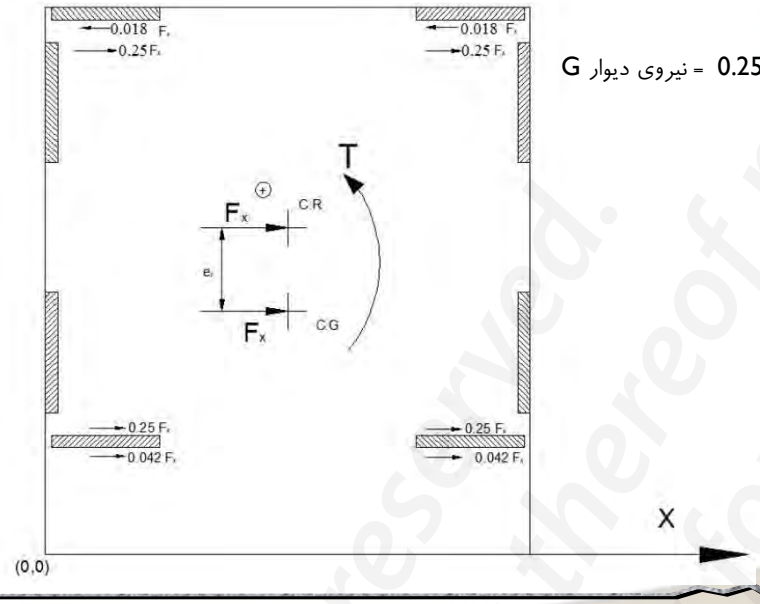
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

بنابراین برای دیوار G داریم:

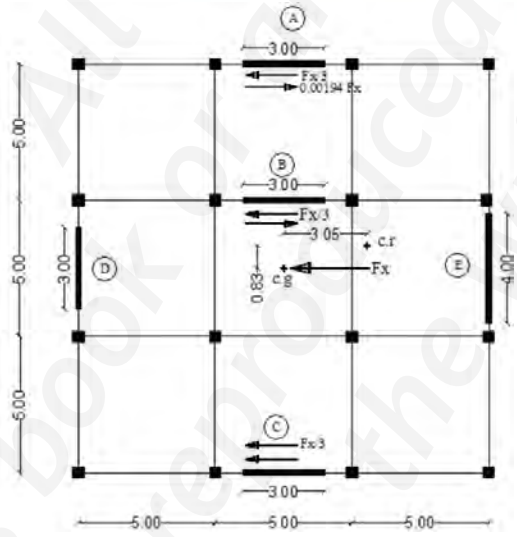
نیروی دیوار G = $0.25F_x+0.042F_x=0.292F_x$



صفحه ۷۵۵ 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 پلان نشان داده شده در شکل زیر، مقدار نیروی رسیده به دیوار برشی A را تعیین نمایید.



صفحه ۷۵۶ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

$$I_{Dx} = \frac{0.2 \times 3^2}{12} = 0.45\ m^4$$

$$I_{Ex} = \frac{0.2 \times 4^2}{12} = 1.067\ m^4$$

$$\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^{2} I_{ix} x_i}{\sum_{i=1}^{2} I_{ix}} = \frac{0 + 1.067(15)}{0.45 + 1.067} = 10.55\ m$$

$$e_x = 10.55 - 7.5 = 3.05\ m$$

$$I_{Ay} = I_{By} = I_{Cy} = \frac{0.2 \times 3^2}{12} = 0.45\ m^4$$

$$\bar{y} = \frac{\sum_{i=1}^{3} I_{iy} y_i}{\sum_{i=1}^{3} I_{iy}} = \frac{0 + 0.45 \times 10 + 0.45 \times 15}{3 \times 0.45} = 8.33\ m$$

$$e_y = 8.33 - 7.5 = 0.83\ m$$

٢٥٧ 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

$$F_{Ax} = F'_{Ax} \pm F''_{Ax}$$

$$F'_{Ax} = \frac{0.45}{3 \times 0.45} F_x = 0.333 F_x$$

$$F''_{Ax} = \frac{(T) y_i I_{Ay}}{\sum (x_i^2 I_{ix} + y_i^2 I_{iy})}$$

$$= \frac{(T)(6.75)(0.45)}{(0.45)(10.55)^2 + (1.067)(4.45)^2 + (0.45)(8.33)^2 + (0.45)(1.67)^2 + (0.45)(6.67)^2}$$

$$= 0.02426T$$

Maximum eccentricity= 0.83 + 0.05 (15) = 1.58 m

Minimum eccentricity= 0.83 - 0.05 (15) = 0.08 m

$$F''_{Ax,min} = 0.02426(0.08) F_x = 0.00194 F_x$$

$$F_{Ax} = (0.333 - 0.00194)\ F_x = 0.33 F_x$$

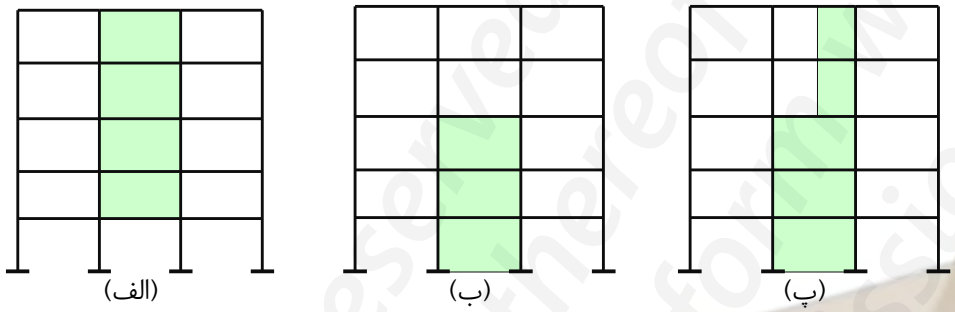
٢٥٨ صفحه This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission. All rights reserved.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

ناپیوستگی در ارتفاع

ایجاد ناپیوستگی 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)

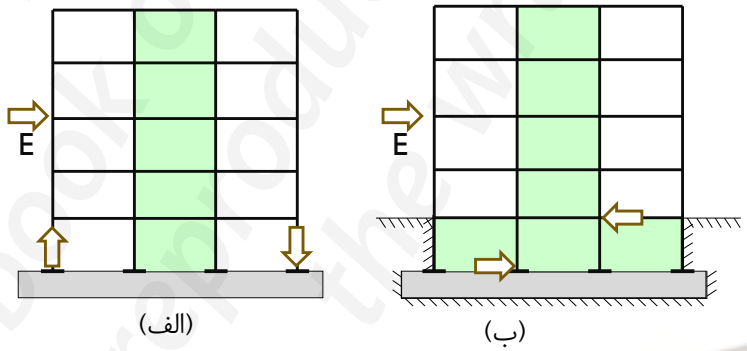


صفحه ۷۵۹ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

شالوده دیوار برشی

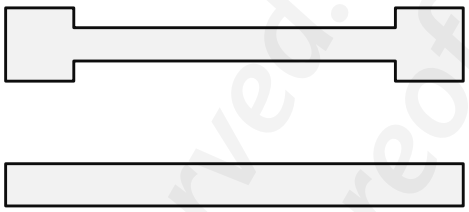
برای ساختمان‌های کوتاه تا متوسط استفاده از شالوده نواری معمولاً گزینه مناسبی برای زیر دیوار جهت انتقال نیروها است. اگر در زیر دیوارهای برشی، دیوار حائل وجود داشته باشد، سبب پخش بهتر بار می‌شود.



صفحه ۷۶۰ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

- 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؟

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

حداقل ضخامت دیوار برشی

ویرایش ۹۹ مبحث نهم:

۹-۲۰-۷-۲-۱ 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 ۹-۲۰-۷-۴ به کار گرفته می‌شوند، عرض عضو مرزی نباید کمتر از مقدار مشخص شده در بند ۹-۲۰-۷-۴-۴پ باشد.

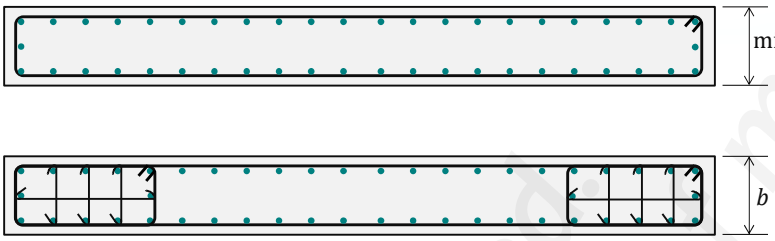
ویرایش ۹۲ مبحث نهم:

۹-۲۳-۴-۳-۱-۱ 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 ۹-۲۳-۴-۳-۳ به کار گرفته می‌شود، عرض عضو مرزی نباید کمتر از ۳۰۰ میلیمتر در نظر گرفته شود.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission



در صورتی که تیر همبسته داشته باشیم، جهت اجرایی شدن طرح، ضخامت دیوار حداقل ۴۰ سانتیمتر در نظر گرفته شود.

$$\begin{cases} \dfrac{h_w}{l_w} < 2 \\ or \\ \dfrac{c}{l_w} < \dfrac{3}{8} \end{cases} \Rightarrow b \geq \frac{h_u}{16}$$

Recommends $h_u/b \leq 10$ within the intended hinge region

$$\begin{cases} \dfrac{h_w}{l_w} \geq 2 \\ or \\ \dfrac{c}{l_w} \geq \dfrac{3}{8} \end{cases} \Rightarrow b \geq \max \begin{cases} \dfrac{h_u}{16} \\ 300\ mm \end{cases}$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

لاغری المان مرزی که سبب کمانش کلی دیوار شده است:

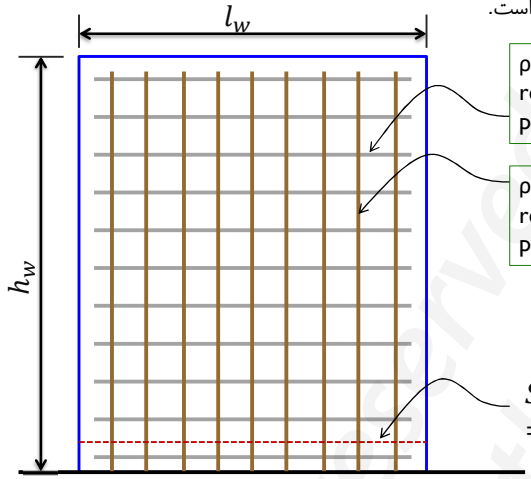
Wall buckling, 2011 Christchurch earthquake

 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.



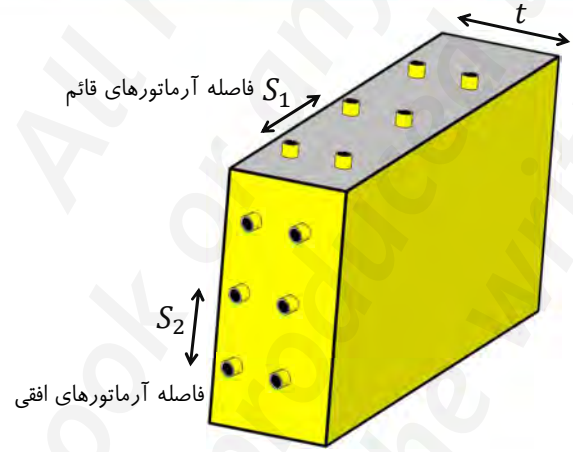
ρ_t = ratio of area of distributed transverse reinforcement to gross concrete area perpendicular to that reinforcement

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 ۷۶۵ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



$$\rho_l = \frac{\frac{2 \times \pi \times d^2}{4}}{S_1 \times t}$$

که در آن d قطر آرماتور قائم است

$$\rho_t = \frac{\frac{2 \times \pi \times d^2}{4}}{S_2 \times t}$$

که در آن d قطر آرماتور افقی است

- 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 گوشه ها متمرکز شوند و در بین آنها از آرماتور حداقل استفاده شود.

صفحه ۷۶۶ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

حداقل درصد میلگرد

ویرایش ۹۹ مبحث نهم:

۹-۲۰-۷-۳-۱ در دیوارهای سازه‌ای نسبت سطح مقطع آرماتور به کل مقطع دیوار در هیچ یک از دو امتداد قائم و افقی نباید کمتر از 0.0025 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:

۹-۲۳-۴-۳-۲-۱ در دیوارهای سازهای نسبت آرماتور در هیچ یک از دو امتداد قائم و افقی نباید کمتر از 0.25 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.

صفحه ۷۶۷ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

بنابراین طبق ویرایش ۹۹ مبحث نهم داریم:

1) $If\ V_u \geq 0.083A_{cv}\lambda\sqrt{f'_c} \Rightarrow \rho_l\ and\ \rho_t \geq 0.0025$

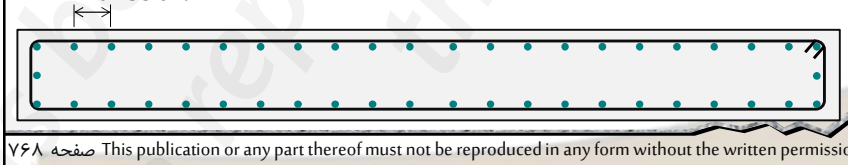
2) $If\ V_u < 0.083A_{cv}\lambda\sqrt{f'_c} \Rightarrow$

برای میلگردهای ۱۶ و کمتر در حالتی که $f_y \geq 4200\ kg/cm^2$ باشد، حداقل آرماتور طولی $\rho_l=0.0012$ و حداقل آرماتور عرضی $\rho_t=0.002$.

برای میلگردهای ۱۶ و کمتر در حالتی که $f_y < 4200\ kg/cm^2$ باشد، حداقل آرماتور طولی $\rho_l=0.0015$ و حداقل آرماتور عرضی $\rho_t=0.0025$.

برای میلگردهای بزرگتر از ۱۶ با هر تنش تسلیمی، حداقل آرماتور طولی $\rho_l=0.0015$ و حداقل آرماتور عرضی $\rho_t=0.0025$.

طبق بند ۹-۲۰-۷-۳-۲ 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 درسطح صفحه‌ی برش توزیع شوند.



صفحه ۷۶۸ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

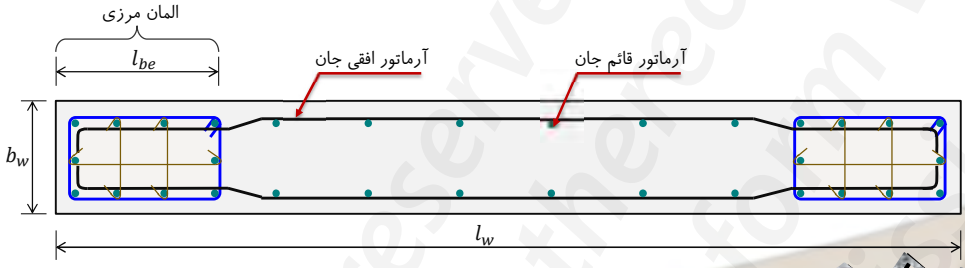
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

لزوم استفاده از دو شبکه میلگرد در دیوار برشی

ویرایش ۹۹ مبحث نهم:

طبق بند ۹-۲۰-۷-۳-۳، در دیوارهایی که در آنها $V_u > 0.17A_{cv}\lambda\sqrt{f'_c}$ 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.



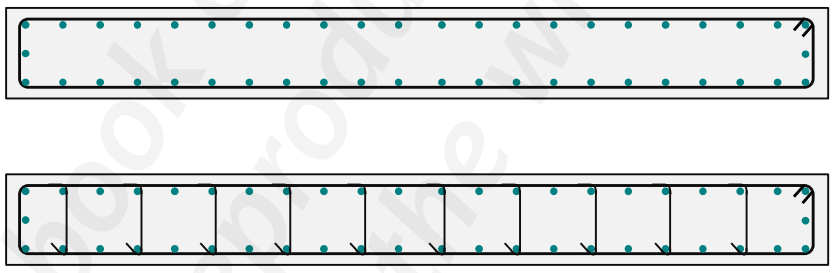
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

لزوم استفاده سنجاقی در جان دیوار برشی

ویرایش ۹۹ مبحث نهم:

طبق بند ۹-۱۳-۷-۴-۱، 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، $0.01A_g$ بیشتر است، باید از تنگ‌های عرضی برای مهار آرماتورهای طولی استفاده شود.



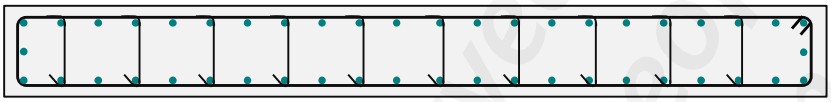
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

در مبحث نهم گفته نشده این سنجاقی‌ها یکی در میان باشد یا تمام آرماتورهای قائم دارای سنجاقی باشند. دو راهکار:

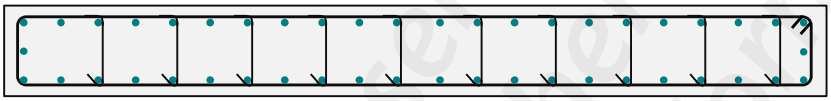
۱- مثل ستون‌ها یکی در میان آرماتورهای طولی دیوار دارای سنجاقی باشند.

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

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

طول موثر بال دیوارهای متقاطع

ویرایش ۹۹ مبحث نهم: طبق بند ۹-۲۰-۷-۲-۳، 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 ۹-۲۳-۴-۳-۱-۴، 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:

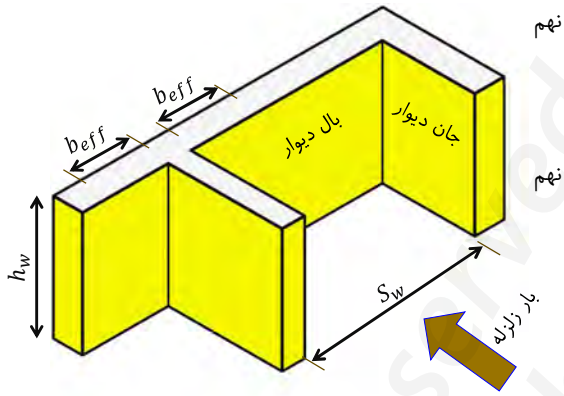
الف- نصف فاصله بین جان دیوار تا جان دیوار مجاور

ب- ده درصد ارتفاع کل دیوار

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



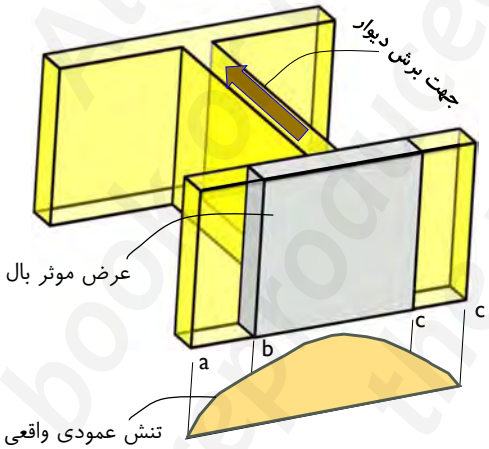
ویرایش ۹۹ مبحث نهم $b_{eff} = min\begin{cases}0.25h_w\\ \frac{S_w}{2}\end{cases}$

ویرایش ۹۲ مبحث نهم $b_{eff} = min\begin{cases}0.10h_w\\ \frac{S_w}{2}\end{cases}$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

وقتی یک دیوار برشی دارای بال، تحت جابجایی در امتداد جان قرار گیرد، بال‌های سمت کشش و فشار تحت نیروهای محوری و خمشی قرار میگیرند. به سبب تاخیر برشی، با افزایش ابعاد بال، مقدار نیروهای ایجاد شده در آن کاهش می‌یابد.



برای این منظور، مبحث نهم و ACI318-19 کل عرض بال را به عنوان عرض مشارکت کننده در بارهای جانبی در نظر نمی‌گیرند.

این کاهش عرض بال تنها برای تعیین مقاومت خمشی مقطع دیوار است و برای توزیع نیروهای ثقلی برای مقابله با نیروهای برکنش باید کل عرض بال در نظر گرفته شود.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

محل وصله پوششی آرماتور قائم نواحی المان‌های مرزی دیوار برشی ویژه

ویرایش ۹۹ مبحث نهم:

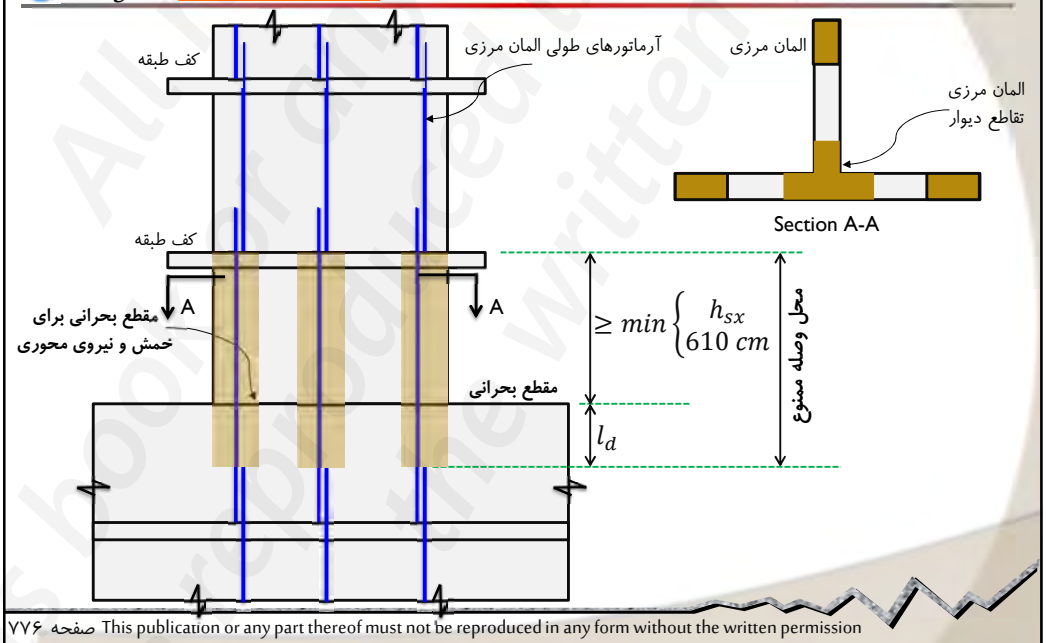
طبق بند ۹-۲۰-۷-۳-۴، وصله پوششی دیوار برشی ویژه، برای آرماتورهای طولی در نواحی المان‌های مرزی در مقاطع بحرانی دیوار (پای دیوار) که در آنها در اثر تغییرشکل‌های جانبی، احتمال جاری شدن آرماتورهای طولی وجود دارد، در طولی برابر کمترین دو مقدار ۶۱۰ سانتیمتر و ارتفاع طبقه، h_{sx}، در بالای مقطع و L_u زیر مقطع مجاز نیست.

در محل‌هایی که در اثر تغییر مکان‌های جانبی، احتمال تسلیم آرماتورهای طولی وجود دارد، طول مهاری آرماتورها باید 1.25 برابر طول مهاری محاسبه شده برای تسلیم در کشش در نظرگرفته شود.

ویرایش ۹۲ مبحث نهم: توصیه‌ای در این زمینه ندارد.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

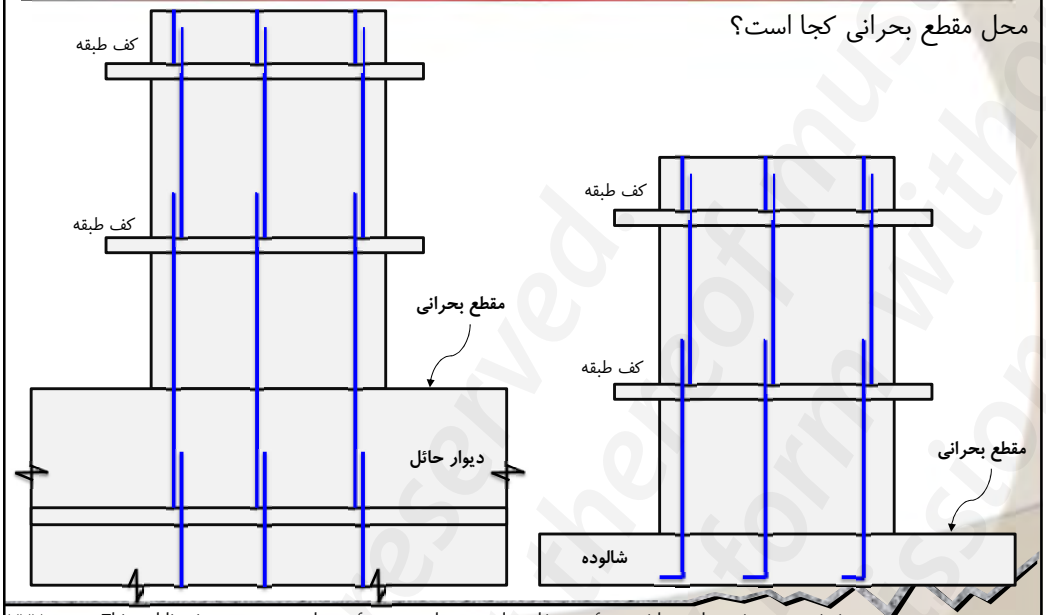


 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

محل مقطع بحرانی کجا است؟



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

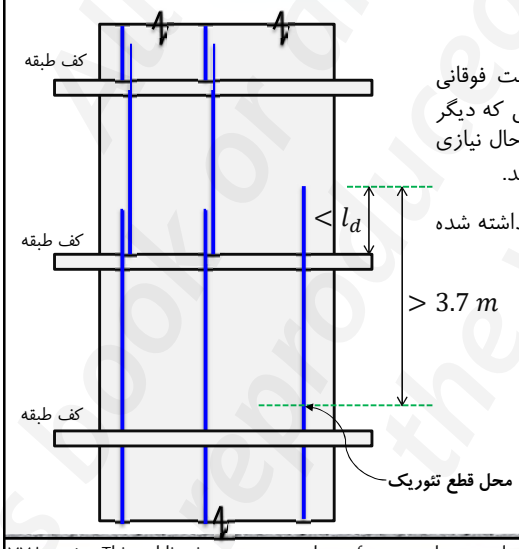
محل قطع عملی آرماتورهایی طولی دیوار برشی

ویرایش ۹۹ مبحث نهم:

طبق بند ۹-۲۰-۷-۳-۴، آرماتورهای طولی، به جز در قسمت فوقانی دیوار، باید تا طولی برابر با حداقل ۳۷۰۰ میلی‌متر بعد از محلی که دیگر از نظر خمشی مورد نیاز نیستند، ادامه داده شوند؛ ولی در هر حال نیازی نیست که بیشتر از l_d از بالای طبقه‌ی فوقانی ادامه داشته باشند.

عدد ۳۷۰۰ میلیمتر، برای حالتی که ارتفاع طبقه زیاد باشد، گذاشته شده است.

ویرایش ۹۲ مبحث نهم: توصیه‌ای در این زمینه ندارد.



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This copy 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.

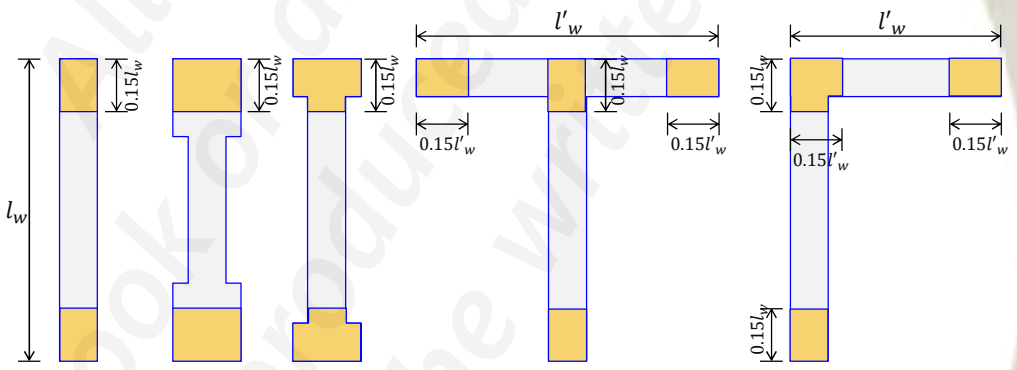
پ - نباید بیشتر از ۵۰٪ آرماتورهای مورد نیاز در بند (الف) در یک مقطع قطع شوند.

ویرایش ۹۲ مبحث نهم: معادل این بند در ویرایش ۹۲ وجود ندارد.

 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:

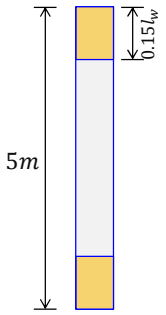


 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission. All rights reserved.

مثال) حداقل درصد آرماتور در دو انتهای دیوار چقدر باشد؟ بتن از نوع C30 و میلگرد AIII فرض شود.

$$0.15l_w = 0.15 \times 5000 = 750\ mm$$



$$\rho_{min} = \frac{0.5\sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{0.5\sqrt{30}}{400} = 0.00684$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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 ۹-۲۳-۴-۳-۲-۲ نسبت میلگرد قائم در هیچ ناحیه از طول دیوار نباید از چهار درصد بیشتر باشد.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

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

 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 کرنش:

در صورتی که $h_w/\ell_w \geq 2.0$ باشد، در صورتی که رابطه زیر برقرار باشد، نیاز به المان مرزی دارد.

$$c \geq \frac{l_w}{600(1.5\delta_u/h_{wcs})}$$

که در آن c فاصله‌ی محور خنثی از دورترین تار فشاری تحت بارها و لنگرهای ضریبدار است. مقدار δ_u/h_{wcs} نباید کمتر از 0.005 در نظر گرفته شود.

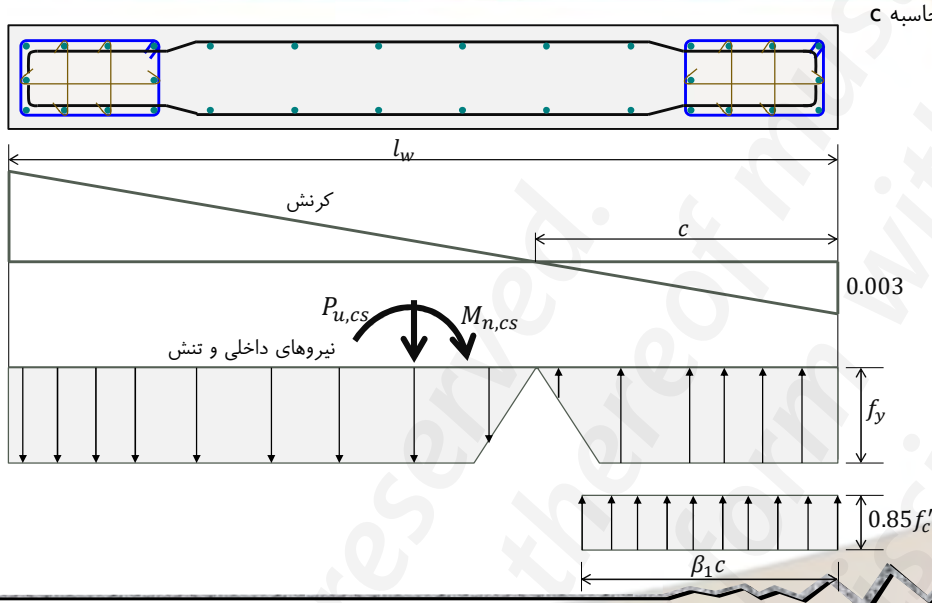
همچنین در صورتی که طبق رابطه فوق، نیاز به المان مرزی بود، آرماتورهای عرضی بایستی حداقل به میزان بیشترین دو مقدار ℓ_w و $M_u/4V_u$ در امتداد قائم، بالا و پایین مقطع بحرانی ادامه داده شود.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

نحوه محاسبه c



 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:

۹-۲۰-۷-۴-۲ در دیوارها یا دیوار پایه‌هایی که در آنها $h_w/\ell_w \geq 2.0$ 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 0.005 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 دربند ۹-۲۰-۷-۴-۴(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 یا باید $b \geq 4\sqrt{c l_w}$ بوده و یا $\frac{\delta_c}{h_{wcs}}$ صادق باشد. که در آن: $\geq \frac{\delta_u}{h_{wcs}}$

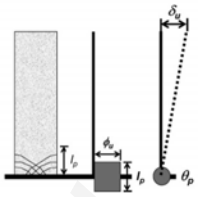
$$\frac{\delta_c}{h_{wcs}} = \frac{1}{100}\left(4 - \frac{1}{50}\left(\frac{l_w}{b}\right)\left(\frac{c}{b}\right) - \frac{V_e}{0.66\sqrt{f'_c}A_{cv}}\right) \geq 0.015$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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 (ACI ارتفاع مفصل را نصف طول دیوار می‌گیرد:

$$\theta_p = \frac{\delta_u}{h_w} = \left(\phi_u = \frac{\varepsilon_c}{c}\right)\left(l_p = \frac{l_w}{2}\right) \quad \Rightarrow \quad \varepsilon_c = 2\left[\frac{\delta_u}{h_w}\right]\left[\frac{c}{l_w}\right]$$

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.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

18.10.6.2 Walls or wall piers with $h_w/\ell_w \geq 2.0$ 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

$$c \geq \frac{l_w}{600(1.5\delta_u/h_w)}$$

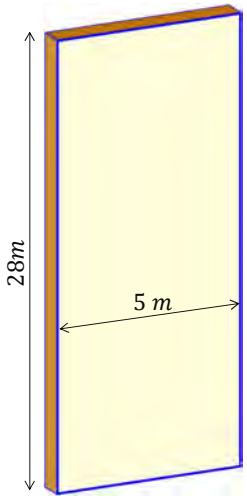
(b) Where special boundary elements are required by (a), the special boundary element transverse reinforcement shall extend vertically above and below the critical section at least the greater of ℓw and Mu/4Vu, except as permitted in 18.10.6.4(g).

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

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.

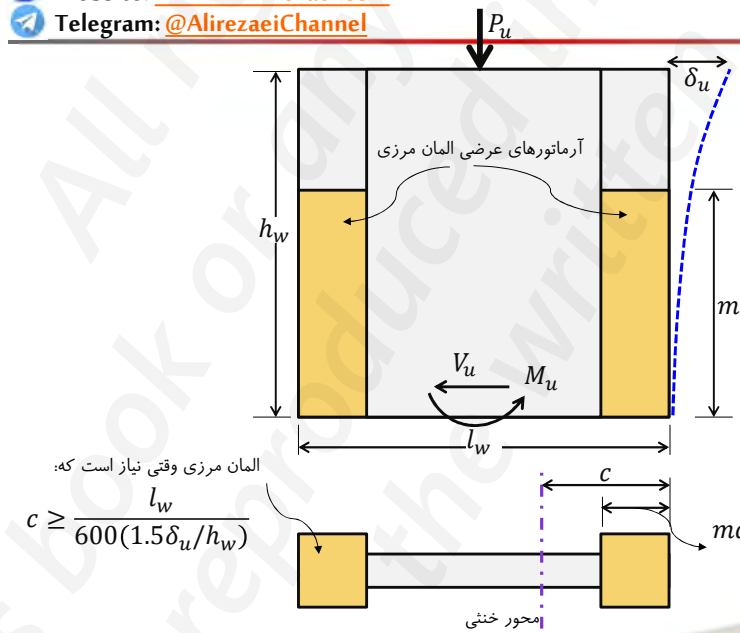


$$c \geq \frac{l_w}{600\left(\frac{1.5\delta_u}{h_w}\right)} = \frac{5000}{600\left(\frac{1.5 \times 65 \times 5}{28000}\right)} = 478\ mm$$

بنابراین نیاز به المان مرزی داریم.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



المان مرزی براساس کرنش:

$$max\begin{Bmatrix} l_w \\ \frac{M_u}{4V_u} \end{Bmatrix}$$

المان مرزی وقتی نیاز است که:

$$c \geq \frac{l_w}{600(1.5\delta_u/h_w)}$$

$$max\begin{Bmatrix} c - 0.1l_w \\ c/2 \end{Bmatrix}$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

تعیین المان مرزی براساس تنش:

در دیوارهای برشی که در آنها مقدار تنش در دورترین تار تحت بارهای ضریبدار شامل نیروی زلزله، از $0.2f_c'$ بیشتر می‌شود، نیاز به المان مرزی دارند. این المان مرزی را می‌توان در طولی از قطعه که در آن تنش فشاری بتن از $0.15f_c'$ 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 $0.2f_c'$. The special boundary element shall be permitted to be discontinued where the calculated compressive stress is less than $0.15f_c'$. 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:

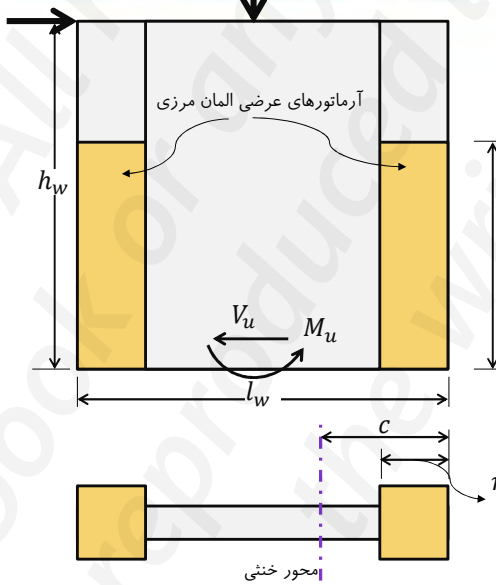
۹-۲۰-۷-۴-۳ برای طراحی اجزای مرزی ویژه، می‌توان به جای استفاده از ضوابط بند ۹-۲۰-۷-۴-۲ از ضوابط این بند استفاده نمود.

در مواردی که تنش فشاری بتن در دورترین تار فشاری مقطع دیوار تحت اثر ترکیب بارهای ضریبدار، شامل اثر زلزله، از $0.2f_c'$ 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 $0.15f_c'$ 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 ۹-۲۰-۷-۴-۳-۲ لحاظ شود.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

المان مرزی براساس تنش:



این المان مرزی را می‌توان در طولی از قطعه که در آن تنش فشاری بتن از $0.15f_c'$ کمتر می‌شود، قطع نمود

المان مرزی وقتی نیاز است که:

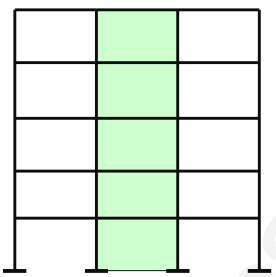
$$\frac{P_u}{A_g}+\frac{M_u}{I_g}\times\frac{l_w}{2}\geq 0.2f_c'$$

$$max\begin{cases}c-0.1l_w\\ c/2\end{cases}$$

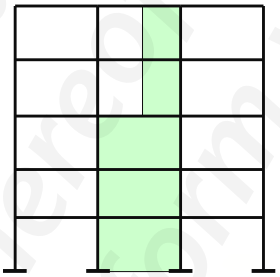
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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 ناپیوستگی هستند، توصیه می‌شود.



استفاده از روش کرنش توصیه می‌شود



استفاده از روش تنش توصیه می‌شود

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

Boundary Element Check (ACI 21.9.6.2, 21.9.6.4)

Station Location	ID	Edge Length (cm)	Governing Combo	P_u kgf	M_u kgf-m	Stress Comp kgf/cm²	Stress Limit kgf/cm²	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

در روش اول، اگر C Depth از مقدار C Limit بیشتر بود، نیاز به المان مرزی است.

در روش دوم مقدار Strees Comp با Stress Limit که $0.2f'_c$ نوشته شده ولی در عمل $0.15f'_c$ است، بررسی میشود.

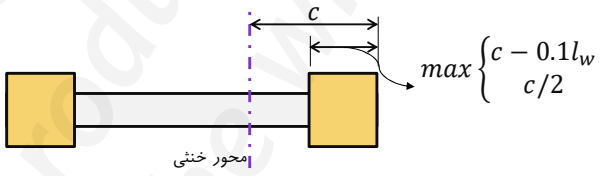
به طور کلی توصیه می‌شود از روش دوم مقدار طول المان مرزی تعیین شود.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

ابعاد المان مرزی دیوار برشی و جزئیات مربوط به آرماتورگذاری آنها

۹-۲۰-۷-۴-۴ اگر براساس بندهای ۹-۲-۷-۴-۲ و ۹-۲۰-۷-۴-۳ 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 $c - 0.1\ell_w$ 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.



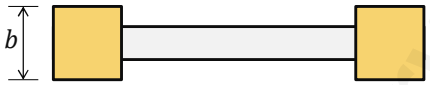
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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 $h_{wcs}/\ell_w \geq 2.0$ 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.

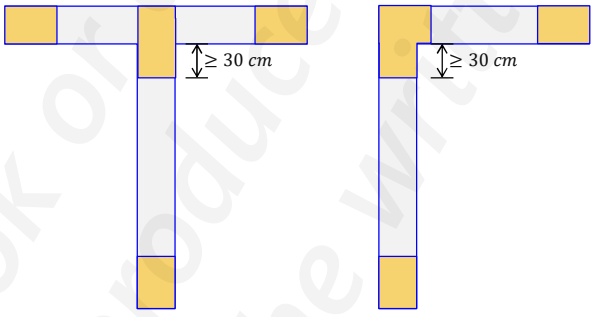


$$b \geq \frac{l_u}{16} \rightarrow \begin{cases} \frac{h_w}{l_w} \leq 2.0 \\ \text{یا} \\ \frac{c}{l_w} \leq \frac{3}{8} \end{cases} \qquad b \geq \max \begin{cases} \frac{l_u}{16} \\ 30\ cm \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \frac{h_w}{l_w} \geq 2.0 \\ \text{و} \\ \frac{c}{l_w} \geq \frac{3}{8} \end{cases}$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

ت- در دیوارهای با مقطع U، T و L 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.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

ث- آرماتورهای عرضی جزء مرزی باید ضوابط مندرج در بند ۹-۲۰-۶-۳-۳-۲(الف) تا (ث) و نیز بند ۹-۲۰-۶-۳-۳-۳ را تامین نمایند. فاصله‌ی آرماتورهای عرضی که بر اساس شرط (الف) بند ۹-۲۰-۶-۳-۳-۳ حساب شده است، باید برابر با یک سوم کمترین بعد عضو مرزی باشد. حداکثر فاصله‌ی عمودی آرماتورهای عرضی در جزء مرزی باید مطابق جدول ۹-۲۰-۳ باشد.

۹-۲۰-۶-۳-۳-۲- 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 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

 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 قلاب های دوخت استفاده می‌شود، باید شرایط تکیه‌گاه جانبی برای آرماتورهای مطابق الزامات زیر بوسیله آنها فراهم شود.

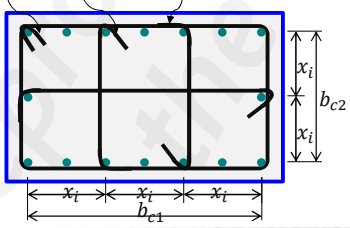
ت-۱) دورگیرها باید متشکل از تنگهای بسته یا پیچیده شده به صورت پیوسته باشند. دورگیرها را می‌توان از چند جزء که هر یک دارای قلاب لرزه‌ای در دو انتها است، ساخت.

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

طول ۶ برابر قطر میلگرد



مقدار x_i نشان داده شده در شکل، نباید از ۳۵ سانتیمتر بیشتر شود.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

۹-۲۰-۶-۳-۳-۳- قطر آرماتورهای عرضی ویژه در ناحیه بحرانی مطابق بند ۹-۲۱-۶-۲ باشد. فاصله میلگردهای عرضی از یکدیگر نباید بیشتر از مقادیر (الف) تا (پ) زیر باشد:

الف) یک چهارم ضلع کوچکتر (برای دیوارهای برشی یک سوم ضلع کوچکتر)

ب) شش برابر کوچکترین قطر میلگرد طولی برای میلگردها با مقاومت تسلیم ۴۲۰ مگاپاسکال و کوچکتر و پنج برابر کوچکترین قطر میلگرد طولی برای میلگردها 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:

$$s_0 = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3}\right)$$

h_x = maximum center-to-center spacing of longitudinal bars laterally supported by corners of crossties or hoop legs around the perimeter of the column, cm.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

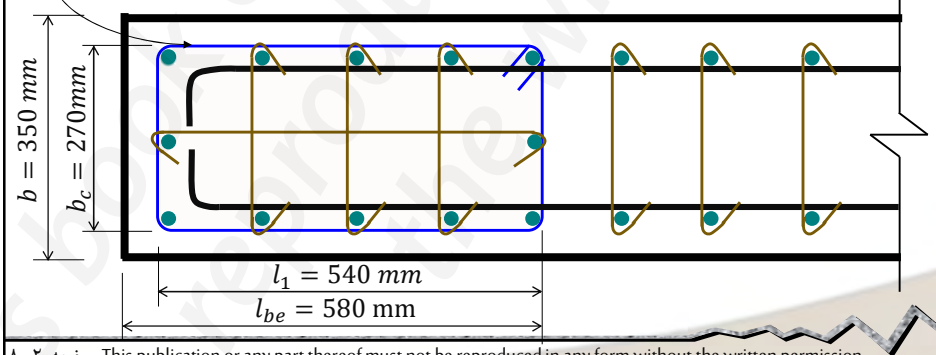
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مثال) فواصل آرماتورهای عرضی در ناحیه المان مرزی را تعیین کنید. بتن از نوع C30، میلگردها از نوع AIII و قطر میلگرد طولی دیوار ۲۵ میلیمتر است.

$$h_x = \frac{540 - 2\times 10 - 25}{4} = 123\ mm$$

$$s \le \begin{cases} \frac{b}{3} = \frac{350}{3} = 116\ mm \\ 6d_b = 6\times 25 = 150\ mm \\ s_0 = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3}\right) = 100 + \left(\frac{350 - 123}{3}\right) = 175 \end{cases}$$

بنابراین حداکثر فاصله ۱۱۶ انتخاب میشود.



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

جدول ۹-۲۰-۳ فاصله‌ی عمودی آرماتورهای عرضی در جزء مرزی

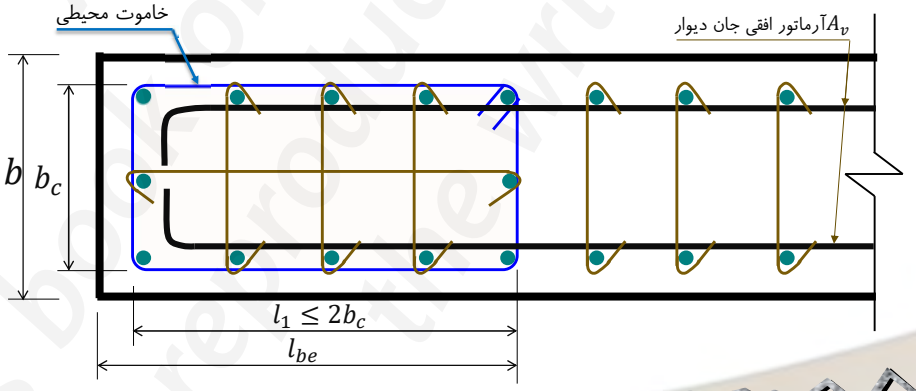
مقاومت حد تسلیم آرماتورهای اصلی خمشی	آرماتورهای عرضی مورد نیاز	فاصله‌ی عمودی آرماتورهای عرضی
۴۲۰ مگاپاسکال	در ناحیه‌ای برابر با بزرگترین مقدار l_w و $\frac{M_u}{4V_u}$ در بالا و پایین مقطع بحرانی (۲)	کوچکترین مقدار $6d_b$ و ۱۵۰ میلمتر (۱)
	در سایر نقاط	کوچکترین مقدار $8d_b$ و ۲۰۰ میلمتر
۵۲۰ مگاپاسکال	در ناحیه‌ای برابر با بزرگترین مقدار l_w و $\frac{M_u}{4V_u}$ در بالا و پایین مقطع بحرانی (۲)	کوچکترین مقدار $5d_b$ و ۱۵۰ میلمتر
	در سایر نقاط	کوچکترین مقدار $6d_b$ و ۱۵۰ میلمتر

(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.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

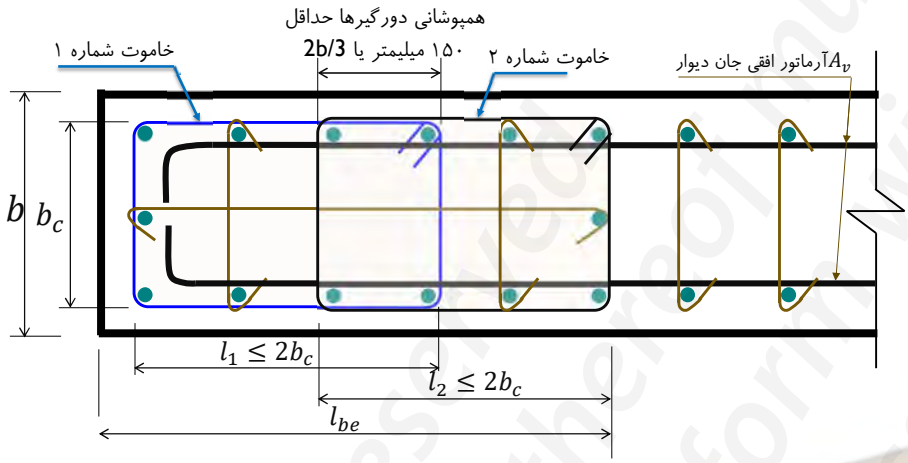
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

ج- 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. تکیه‌گاه جانبی از طریق قلاب لرزه‌گیر در انتهای یک تنگ عرضی و یا گوشه یک دورگیر تأمین می‌شود. طول هر ساق یک دورگیر نباید از دو برابر ضخامت جزء مرزی بیشتر بوده و طول پوششی دو دورگیر مجاور نباید از کوچکترین دو مقدار ۱۵۰ میلی‌متر و یا دو سوم ضخامت جزء مرزی کمتر باشد.



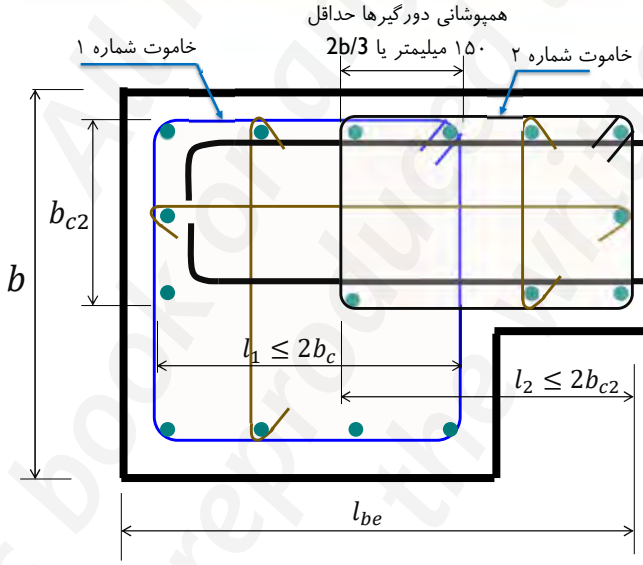
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



 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: طول b براساس متوسط وزنی ضخامت جان دیوار و المان لبه تعیین شود.

نکته: در گوشه هر دورگیر میلگرد طولی باید قرار گیرد.

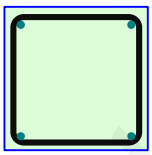
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission. All rights reserved.

ج- مقدار آرماتور عرضی مطابق زیر تعیین می‌شود:

- در صورت استفاده از دورگیر با خطوط مستقیم

$$\frac{A_{sh}}{sb_c} = \max\begin{cases} 0.3\left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right)\frac{f'_c}{f_{yt}} \\ 0.09\,\frac{f'_c}{f_{yt}} \end{cases}$$



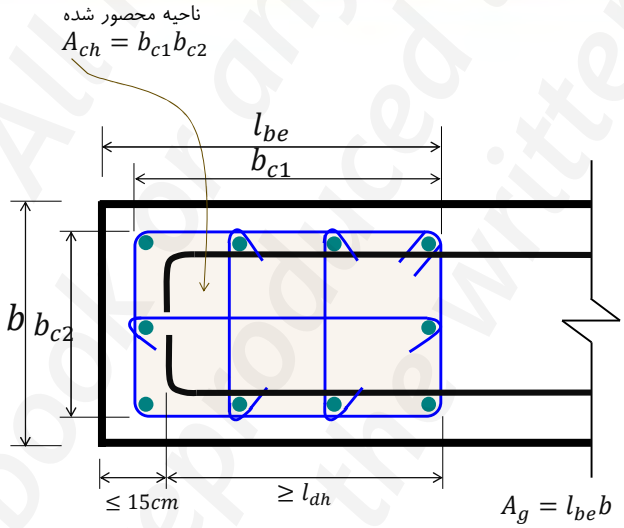
- در صورت استفاده از دورپیچ‌ها و یا دورگیرهای دایروی

$$\rho_s = \max\begin{cases} 0.45\left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right)\frac{f'_c}{f_{yt}} \\ 0.12\,\frac{f'_c}{f_{yt}} \end{cases}$$

$$A_g = l_{be}b$$
$$A_{ch} = b_{c1}b_{c2}$$

پارامترهای A_g و A_{ch} در اسلاید بعد تعریف شده‌اند.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

آرماتور عرضی	مقدار مورد نیاز		
A_{sh}/sb_c for rectilinear hoop	بیشترین	$0.3\left(\frac{A_g}{A_{ch}}-1\right)\frac{f'_c}{f_{yt}}$	(a)
		$0.09\frac{f'_c}{f_{yt}}$	(b)
ρ_s for spiral or circular hoop	بیشترین	$0.45\left(\frac{A_g}{A_{ch}}-1\right)\frac{f'_c}{f_{yt}}$	(c)
		$0.12\frac{f'_c}{f_{yt}}$	(d)

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.

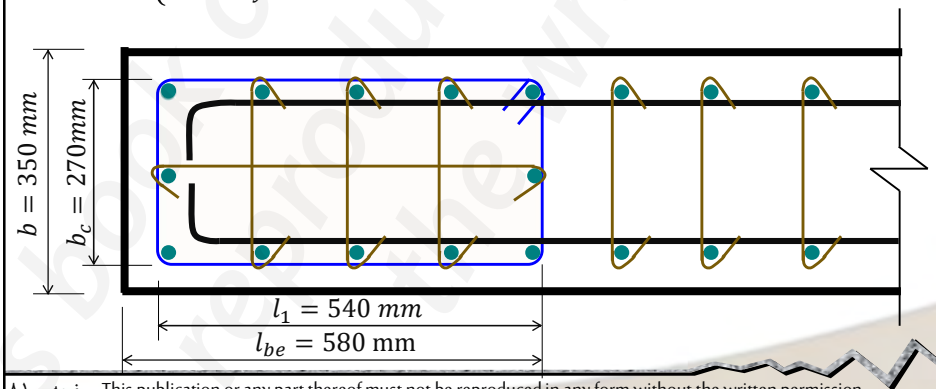
s_x = maximum center-to-center spacing of longitudinal bars supported by corners of crossties or hoop legs around the perimeter of the boundary element.

 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.

$$\frac{A_{sh}}{sb_c}=\max\begin{cases}0.3\left(\frac{A_g}{A_{ch}}-1\right)\frac{f'_c}{f_{yt}}=0.3\left(\frac{350\times580}{540\times270}-1\right)\frac{30}{400}=0.0088\\ 0.09\frac{f'_c}{f_{yt}}=0.09\frac{30}{400}=0.0067\end{cases}$$



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

بنابراین:

$$\frac{A_{sh}}{sb_c} = 0.0088$$

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:

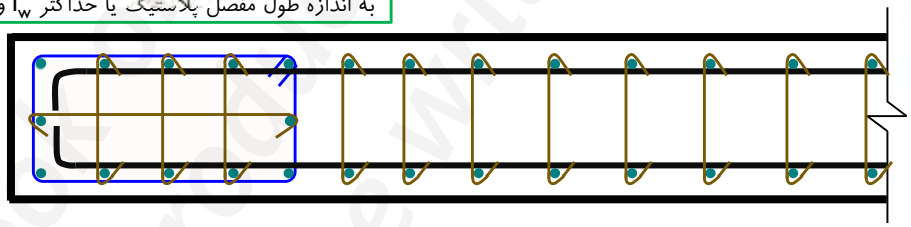
$$\frac{A_{sh}}{sb_c} = \frac{5 \times \pi \times 12^2 \times 0.25}{100 \times 540} = 0.01 > 0.0088 \quad Ok$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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 لرزه‌ای در دو انتها باشند. فاصله‌ی قائم آرماتورهای عرضی از یک‌دیگر نباید از ۳۰۰ میلی‌متر بیشتر بوده، و قطر آنها باید مطابق بند ۹-۲۱-۶-۲-۲ تعیین شود.

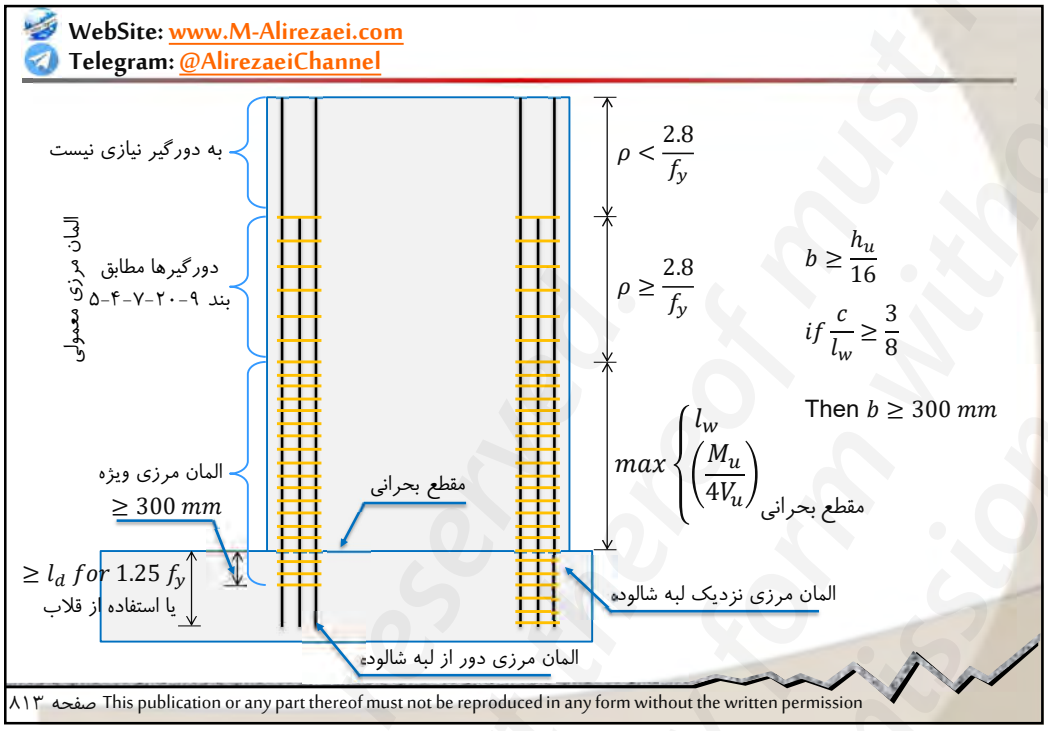
به اندازه طول مفصل پلاستیک یا حداکثر l_w و $M_u/4V_u$



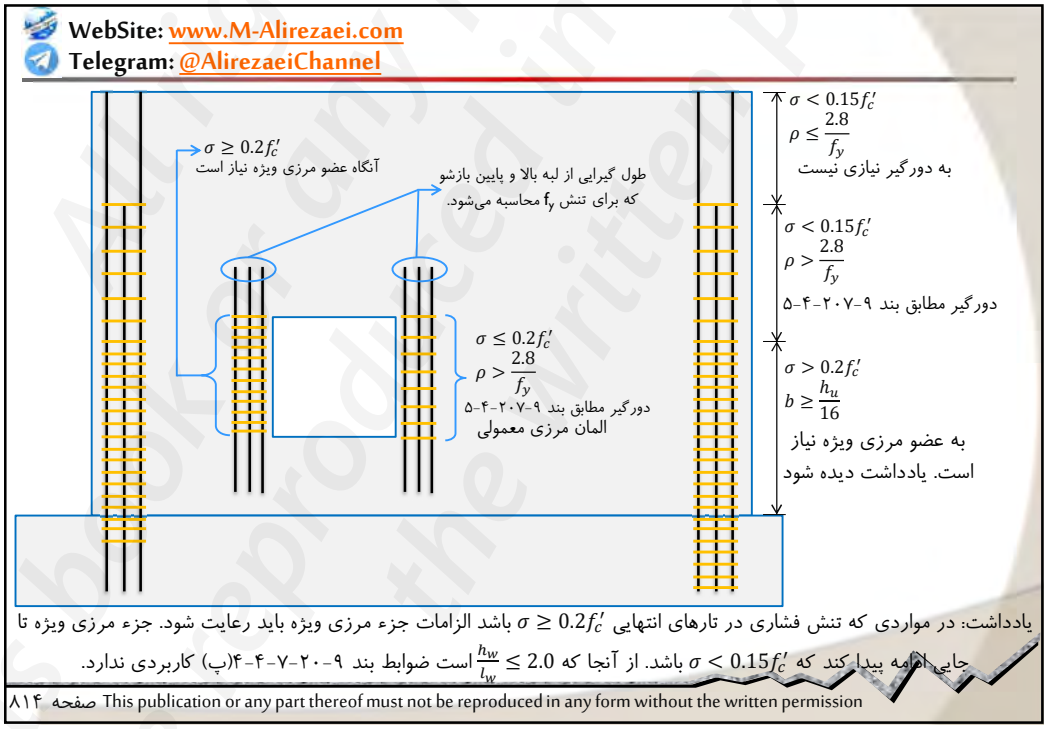
د- در مواردی که مقطع بحرانی دیوار در تراز تحتانی آن واقع شده باشد، لازم است آرماتورهای عرضی اجزای مرزی آن مقطع بر اساس ضوابط بند ۹-۷-۳-۴ به اندازه‌ی حداقل l_d که برای بزرگترین میلگرد طولی عضو مرزی محاسبه شده است، در داخل تکیه‌گاه دیوار ادامه یابند. در صورتی که عضو مرزی ویژه باید بر روی پی، شالوده‌ی سراسری، و یا سر شمع ختم شود، آرماتورهای عرضی عضو مرزی ویژه به اندازه‌ی مقدار به دست آمده از بند ۹-۲۰-۹-۲-۳ 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.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.



صفحه ۸۱۳ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission



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 ۹-۲۰-۷-۴-۴(پ) کاربردی ندارد.

صفحه ۸۱۴ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

۹-۲۰-۷-۴-۵ در مواردی که بر اساس بندهای ۹-۲۰-۷-۴-۲ یا ۹-۲۰-۷-۴-۳ 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 ۹-۲۰-۷-۴-۴(الف) ضوابط بندهای ۹-۲۰-۶-۳-۳-۲(الف) تا (ث) (ضوابط آرماتور عرضی ستون در قاب ویژه) را تامین نمایند. فاصله‌ی عمودی این آرماتورهای عرضی باید مطابق با جدول ۹-۲۰-۳ 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.

 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

مقاومت حد تسلیم آرماتورهای اصلی خمشی	آرماتورهای عرضی مورد نیاز	فاصله‌ی عمودی آرماتورهای عرضی
۴۲۰ مگاپاسکال	در ناحیه‌ای برابر با بزرگترین مقدار l_w و $\frac{M_u}{4V_u}$ در بالا و پایین مقطع بحرانی (۲)	کوچکترین مقدار $6d_b$ و ۱۵۰ میلمتر (۱)
	در سایر نقاط	کوچکترین مقدار $8d_b$ و ۲۰۰ میلمتر
۵۲۰ مگاپاسکال	در ناحیه‌ای برابر با بزرگترین مقدار l_w و $\frac{M_u}{4V_u}$ در بالا و پایین مقطع بحرانی (۲)	کوچکترین مقدار $5d_b$ و ۱۵۰ میلمتر
	در سایر نقاط	کوچکترین مقدار $6d_b$ و ۱۵۰ میلمتر

(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.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

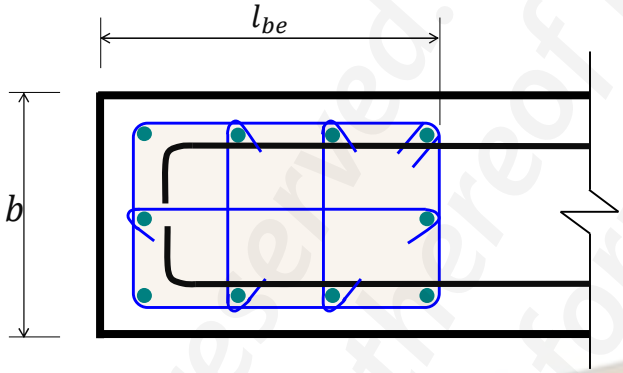
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

بنابراین طبق مبحث نهم المان مرزی به دو دسته تقسیم می‌شود:

۱) المان مرزی ویژه (طبق تعریف بند ۹-۲۰-۷-۴-۲ یا ۹-۲۰-۷-۴-۳)

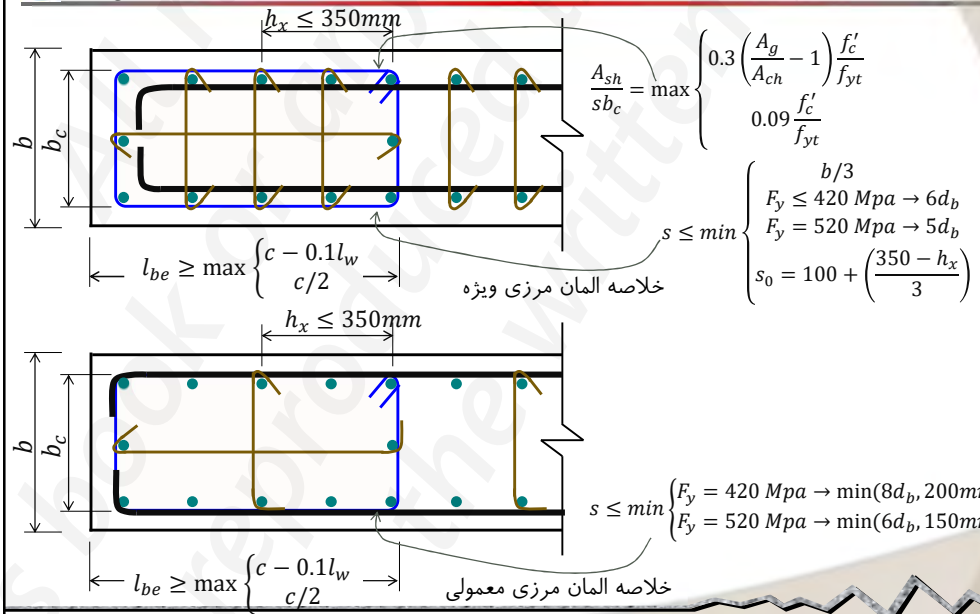
۲) المان مرزی معمولی در حالتی که $\rho_{be}>2.8/f_y$ باشد.

$$\rho_{be}=\frac{A_{s,be}}{A_{g,be}}=\frac{A_{s,be}}{l_{be}b}$$



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

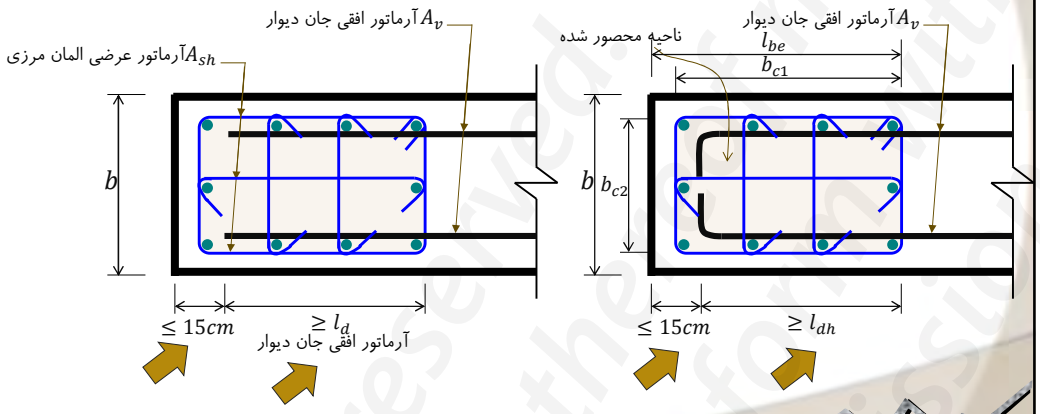


 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

ذ- آرماتورهای افقی جان دیوار بایستی دست کم به میزان ۱۵۰ میلیمتر از انتهای دیوار قطع شوند و همچنین در انتهای خود دارای قلاب استاندارد باشند. تنها در حالتی که قسمت محصور شده المان مرزی دارای طول مناسب بوده که بتوان آرماتورهای افقی را بصورت مستقیم مهار نمود، و $A_s f_y/s$ آرماتورهای جان ستون بیشتر از $A_s f_{yt}/s$ آرماتورهای عرضی المان مرزی (که موازی آرماتورهای جان هستند) نباشد، می‌توان از قلاب استفاده نکرد.



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

تیرهای همبند در دیوارهای همبسته

۱) در تیرهای همبند که در آنها نسبت طول دهانه‌ی آزاد به ارتفاع تیر مساوی یا بزرگتر از ۴ باشد ($l_n/h \geq 4$) باید الزامات بند ۹-۲۰-۶-۲، با فرض آن که لبه‌های دیوارها به عنوان تکیه‌گاه‌های ستونی عمل می‌کنند، رعایت شوند در صورتی که بتوان نشان داد تیر دارای پایداری جانبی مناسب است، لزومی به اعمال ضوابط بند ۹-۲۰-۶-۲-۱-۱(ب) و (پ) نمی‌باشد.

تمام ضوابط تیرها در قاب خمشی ویژه

محدودیت عرض مقطع که برای تیرها نباید بیشتر از عرض عضو تکیه‌گاهی، در صفحه عمود بر محور طولی عضو خمشی، به اضافه کوچکترین دو مقدار c_2 و $0.75c_1$ در هر طرف عضو تکیه‌گاهی باشد.

محدودیت عرض مقطع که برای تیرها نباید کمتر از سه دهم ارتفاع آن و ۲۵۰ میلیمتر باشد

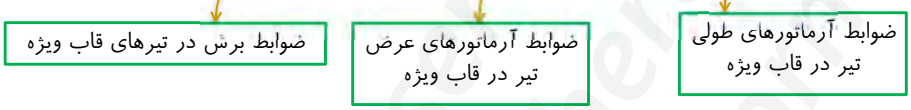
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

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 می‌باشند، 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، می‌توان از دو گروه آرماتورهای قطری متقاطع که به صورت متقارن نسبت به مرکز تیر قرار داده شده‌اند، یا از آرماتورهایی مطابق ضوابط بندهای ۹-۲۰-۶-۲-۲، ۹-۲۰-۶-۲-۳، ۹-۲۰-۶-۲-۴ و با منظور نمودن اجزای مرزی دیوارها به عنوان تکیه گاه‌های ستونی، استفاده نمود.



۴) برای دیوارهای همبسته که دارای نسبت ابعادی خیلی کمی هستند، بهتر است روش بند و بست (پیوست ۹-پ۳) استفاده شود.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

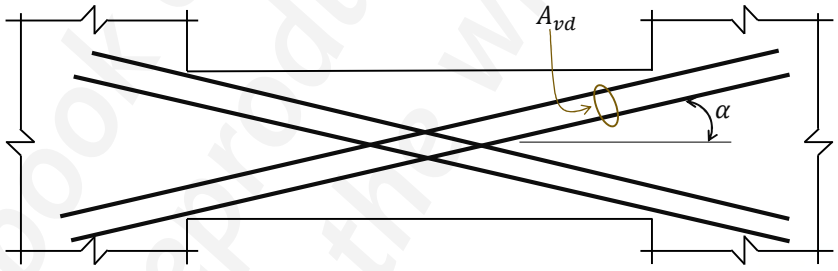
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

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 نمی‌باشد.

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 می‌باشد.



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

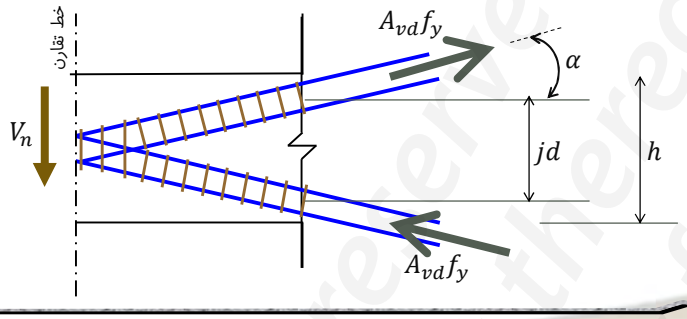
در واقع نیروهای بسیج شده در آرماتورهای قطری را می توان به مانند یک خرپا با اعضای کششی و فشاری در نظر گرفت. با نوشتن معادله تعادل قائم داریم:

$$V_n = 2A_{vd}f_y \sin\alpha \le 0.83\sqrt{f_c'}A_{cw}$$

کران بالای ظرفیت برشی که توسط مبحث نهم اجازه داده شده

برای سعی اولیه مقدار jd را می‌توان برابر h-200 mm فرض کرد.

$$\emptyset V_n \ge V_u \quad \Rightarrow \quad 0.85V_n \ge V_u$$



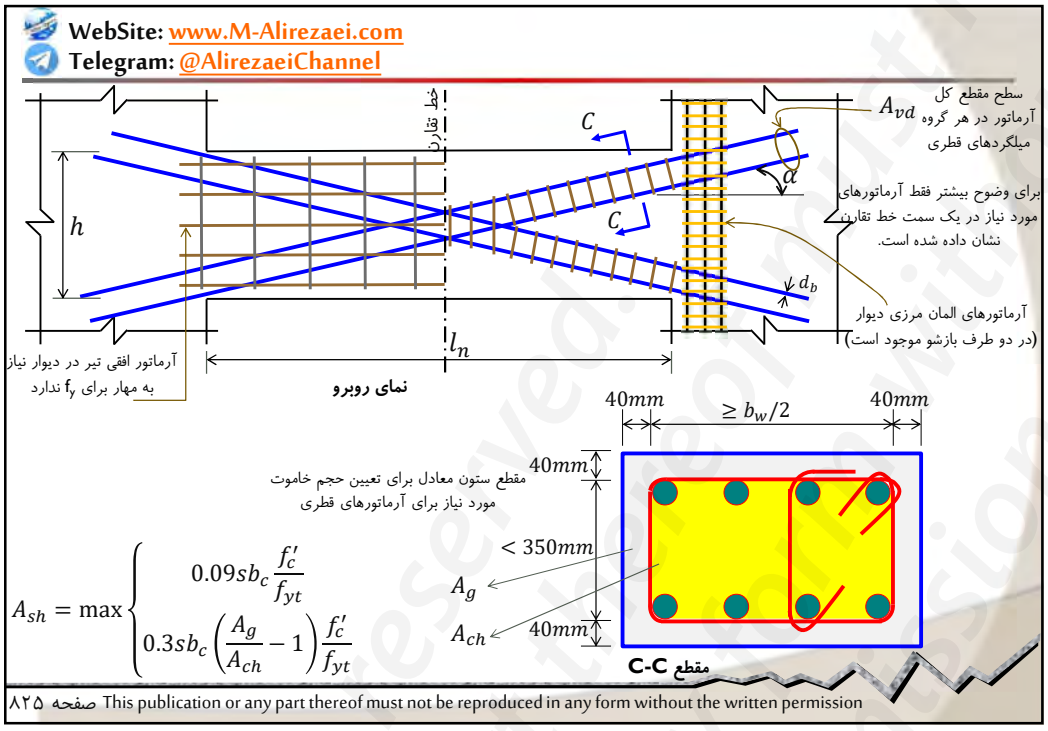
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

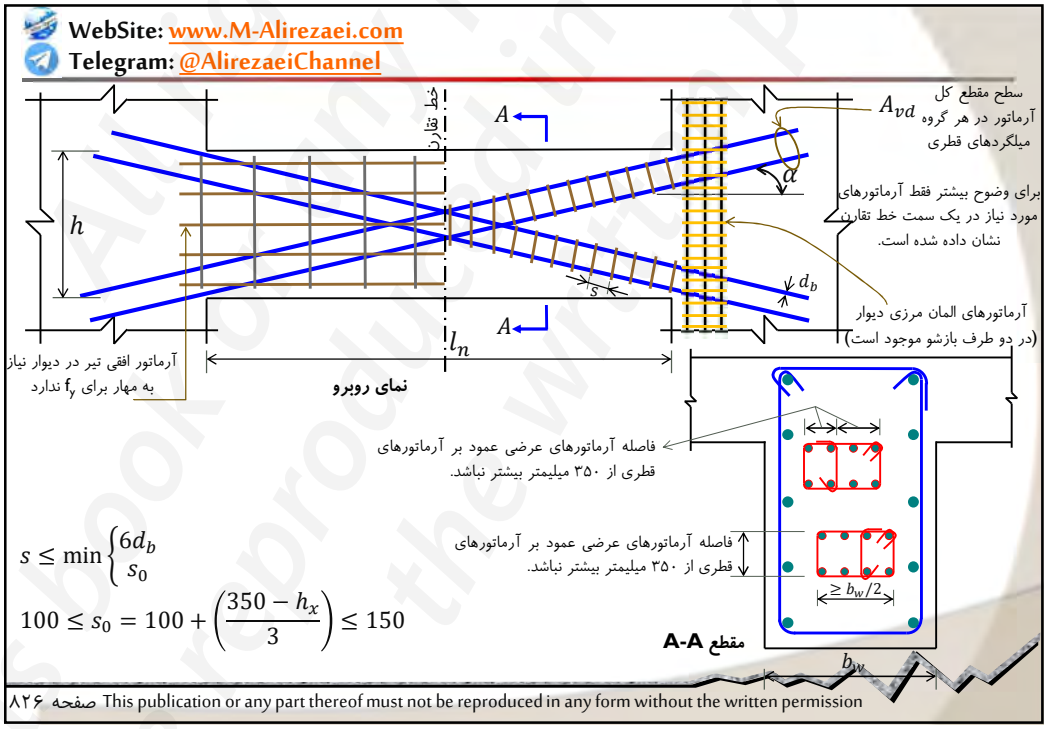
پ) هر گروه میلگردهای قطری باید با آرماتورهای عرضی با خطوط مستقیم که بُعد بیرونی آنها در امتداد موازی با عرض جان تیر همبند، b_w برابر با حداقل $b_w/2$ بوده، و در امتداد دیگر برابر با حداقل $b_w/5$ باشد، محصور شود. آرماتورهای عرضی باید مطابق بندهای ۹-۲۰-۶-۳-۳-۲(الف) تا (ت) بوده و مقدار A_{sh} نباید از بیشترین دو مقدار زیر، کمتر اختیار شود:

$$A_{sh} = \max\begin{cases} 0.09sb_c\dfrac{f_c'}{f_{yt}} \\ 0.3sb_c\left(\dfrac{A_g}{A_{ch}}-1\right)\dfrac{f_c'}{f_{yt}} \end{cases}$$

به منظور محاسبه‌ی A_g فرض می‌شود پوشش بتن مطابق بند ۹-۴ در هر چهار طرف هر گروه از آرماتورهای قطری موجود است. فاصله‌ی آرماتورهای عرضی در امتداد آرماتورهای قطری باید مطابق بند ۹-۲۰-۶-۳-۳-۳(پ) باشد و از شش برابر قطر اسمی کوچکترین آرماتور قطری بیشتر نباشد و نیز فاصله‌ی سنجاقی‌ها و یا ساق تنگ‌ها از یکدیگر از ۳۵۰ میلی‌متر 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 فاصله‌ی آنها از یک دیگر و نیز محدودیت‌های نسبت حجمی تغییر نکنند، می‌توان 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 فاصله‌ی حداکثر ۳۰۰ میلی‌متر از یک دیگر قرارداد

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission





All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

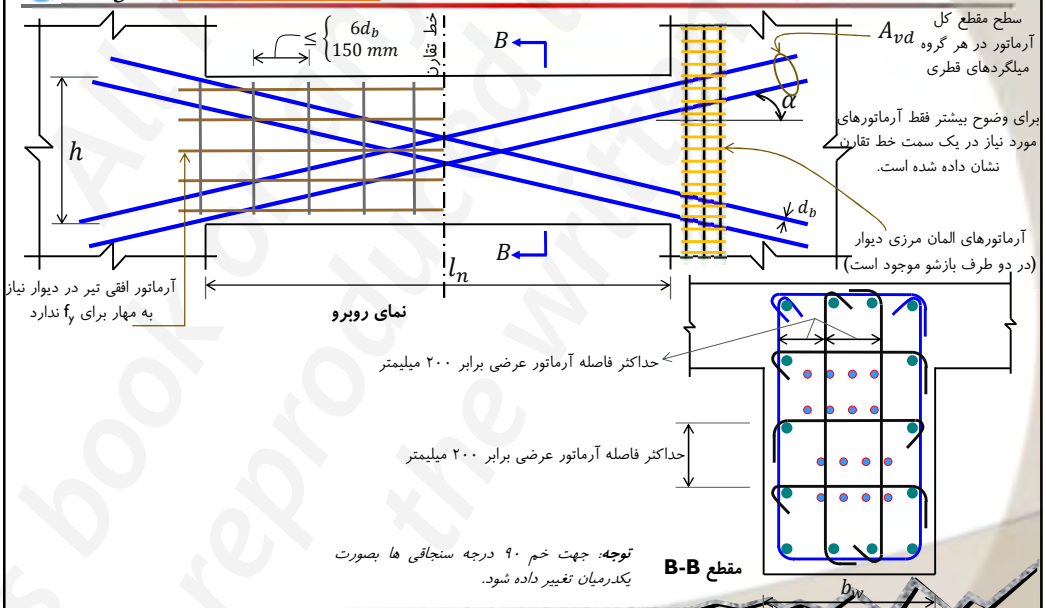
ت) آرماتورهای عرضی باید در تمام سطح مقطع تیـر مطـابق بنـدهای ۹-۲۰-۶-۳-۳-۲(الف) تا (ث) و با منظور نمودن A_{sh} حداقل برابر با بیشترین دو مقدار زیر قرار داده شوند:

$$A_{sh} = \max \begin{cases} 0.09 s b_c \dfrac{f'_c}{f_{yt}} \\ 0.3 s b_c \left(\dfrac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \dfrac{f'_c}{f_{yt}} \end{cases}$$

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 ۹-۲۰-۶-۲-۳-۶ انتخاب نمود.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

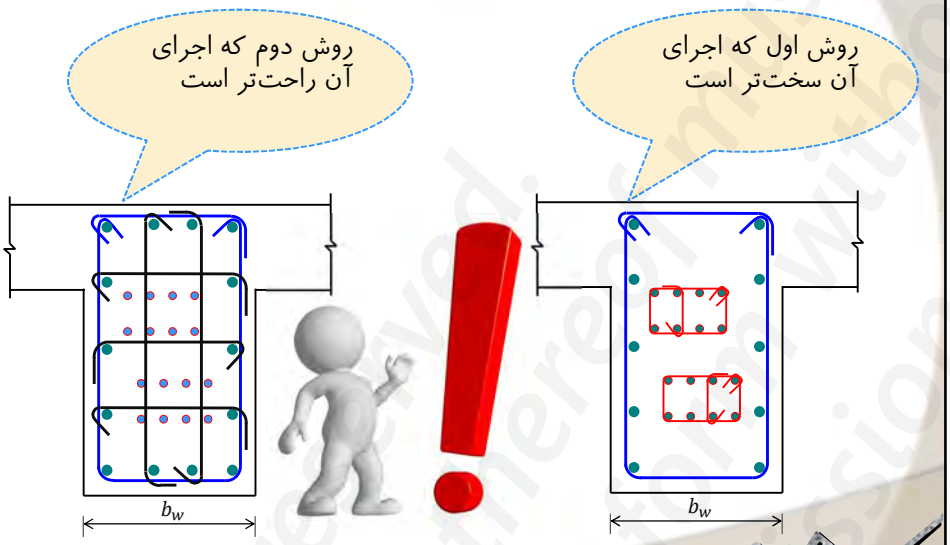
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



 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 طراح باید یکی از دو روش زیر برای ایجاد محصورشدگی تیرهای همبند را انتخاب نماید:



صفحه ۸۲۹ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

دیوار پایه‌ها

یک دیوار پایه، قطعه دیواری نسبتا باریکی است که بسیار شبیه ستون بوده و باید ضوابط ستون برای آن رعایت شود لیکن محدودیت‌های هندسی ستون در قاب خمشی ویژه، برای آن اعمال نمی‌شود. طبق مبحث نهم، در دیوار پایه‌ها (جرز دیوارها) باید ضوابط مربوط به ستون‌ها در قاب‌های با شکل‌پذیری زیاد، موضوع بندهای ۹-۲۰-۶-۳-۲، ۹-۲۰-۶-۳-۳ و ۹-۲۰-۶-۳-۴ و با منظور نمودن سطوح فوقانی و تحتانی ارتفاع آزاد دیوار پایه به عنوان بر گره‌ها، رعایت شوند.

تمام ضوابط مربوط به آرماتورهای عرضی در ستون‌های ویژه

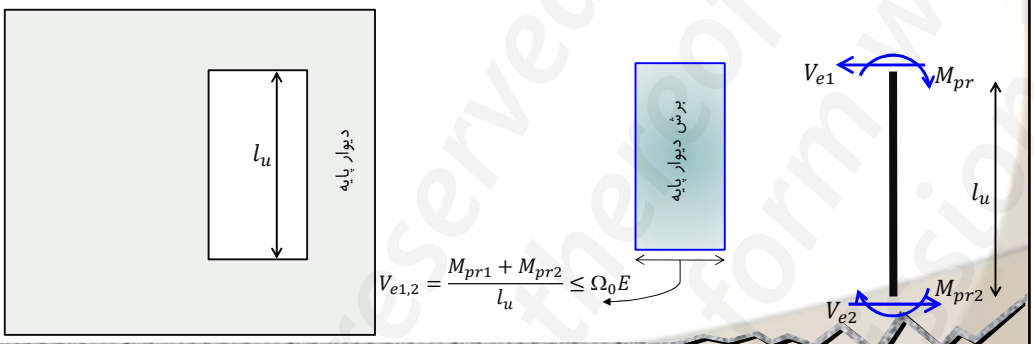
تمام ضوابط مربوط به طراحی برای برش در ستون‌های ویژه

تمام ضوابط مربوط به آرماتورهای طولی در ستون‌های ویژه

صفحه ۸۳۰ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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 ۹-۲۰-۶-۳-۴-۱ به نحوی که سطوح فوقانی و تحتانی ارتفاع آزاد دیوار پایه به عنوان بَر 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.



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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 ۱۸۰ درجه که آرماتورهای طولی انتهای دیوار پایه را در بر می‌گیرند، ختم شوند.

ت) فاصله‌ی قائم آرماتورهای عرضی از یک دیگر نباید از ۱۵۰ میلی‌متر بیشتر باشد.

ث) آرماتورهای عرضی باید حداقل تا ۳۰۰ میلی‌متر فراتر از ارتفاع آزاد در بالا و پایین دیوار پایه ادامه یابند.

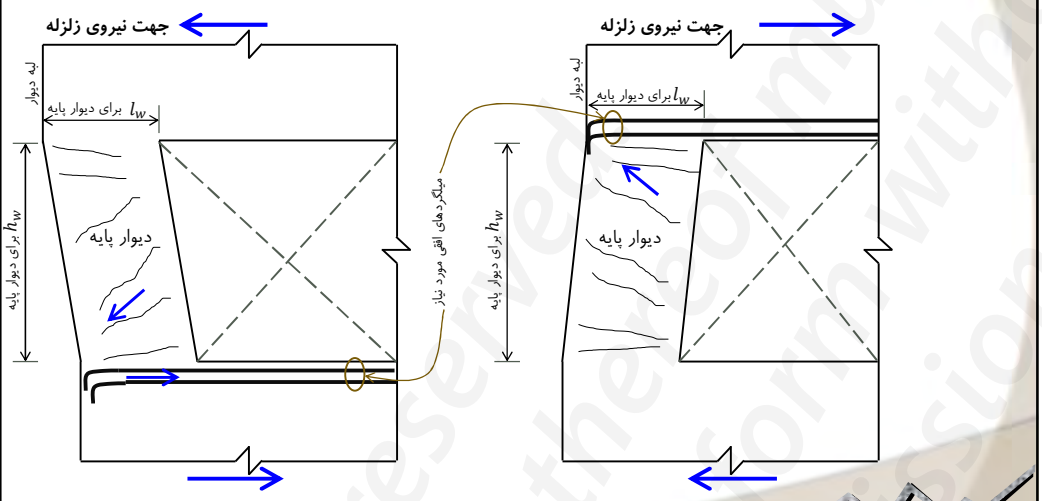
ج) پیش‌بینی اجزای مرزی ویژه، در صورتی که بر اساس بند ۹-۲۰-۷-۴-۳ نیاز باشند، الزامی است.

ضوابط تعیین المان مرزی براساس تنش

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

در دیوار پایه‌های واقع در لبه‌ی خارجی دیوارها، در قطعات مجاور بالا و پایین دیوار پایه باید آرماتورهای افقی برای انتقال نیروی برش طرح از دیوار پایه به این قطعات پیش‌بینی شوند.



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

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

P1	P1	P1	P1	P1
P2		P3		P4
P2		P5	P5	P5
P1	P1	P1	P1	P1
P2		P3		P4
		P5	P5	P5

- 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.

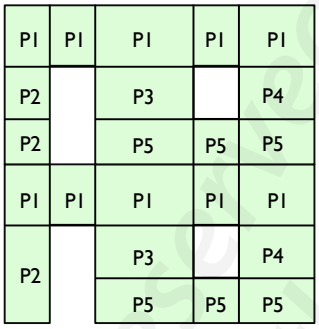
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

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.

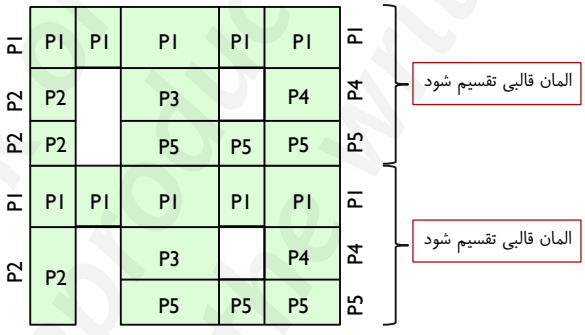
در شکل زیر، دیوار P2 در تراز طبقه دوم، تنها در بالا و پایین آن کنترل شده و طراحی خاصی در میانه بازشوی درب انجام نخواهد شد.



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

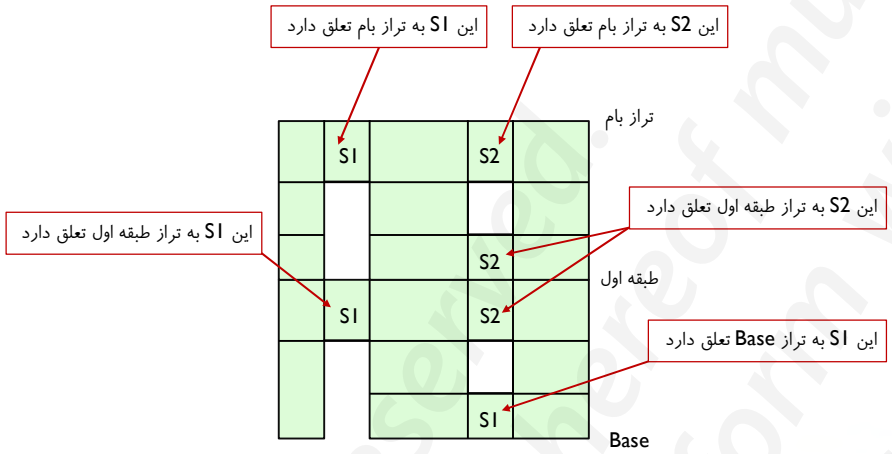
المان‌های قابی کنار دیوار که بخشی از دیوار هستند نیز باید با مسیر Assign menu > Frame > Pier Label این المان ها را هم نام با دیوارهای کناری آنها نامگذاری کرد. اگر یک المان بین دو دیوار مشترک است، بایدآن را مشبندی نموده و دو نام مختلف برای آن در نظر گرفت:



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

برنامه برای طراحی تیرهای همبند، آنها را در ایستگاه‌های سمت چپ و راست آن را کنترل می‌کند.



 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 اقدام نمایید.

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

گزینه Design is Seismic? حالت Yes را انتخاب کنید.

گزینه Consider Vc? حالت No انتخاب شود.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

بعد از طراحی با راست کلیک روی تیر همبند:

Spandrel Flexural Design—Top Reinforcement

Station Location	Reinf Area mm²	Reinf Percentage	Reinf Combo	Moment, M kgf-m
Left	1448	0.48	DWal4	-54935.3925
Right	1297	0.47	DWal5	-53127.947

Spandrel Flexural Design—Bottom Reinforcement

Station Location	Reinf Area mm²	Reinf Percentage	Reinf Combo	Moment, M kgf-m
Left	1433	0.48	DWal5	54460.905
Right	1402	0.47	DWal4	53330.371

آرماتورهای خمشی بالا و پایین تیر همبند

Spandrel Shear Design

Station Location	A cm²/cm	A cm²/cm	ShearCombo	V kgf	ϕV kgf	ϕV kgf	ϕV kgf
Left	0.19	0.06	DWal5	64047.309	13645.4476	50401.8614	64047.309
Right	0.19	0.06	DWal5	64361.3257	13692.7998	50668.5259	64361.3257

آرماتورهای قائم و افقی برشی تیر همبند

Spandrel Shear Design—Diagonal Reinforcement

Station Location	A mm²	Shear Combo	V kgf	V kgf	L/H Ratio	Seismic Design	Diag Reinf Mandatory
Left	1900	DWal4	65771.9559	50086.79	1.389	Yes	Yes
Right	1866	DWal3	65261.6788	50086.79	1.389	Yes	Yes

آرماتور قطری تیر همبند

 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:

۹-۲۰-۷-۹-۱ 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.

۹-۲۰-۷-۹-۱-۱ نیروی برشی طرح V_e بصورت زیر محاسبه می‌شود:

$$V_e = \Omega_v \omega_v V_u \le 3V_u$$

در این رابطه V_u نیروی برشی است که از تحلیل سازه بر اساس مبحث ششم مقررات ملی ساختمان به دست می‌آید. همچنین Ω_v ضریب اضافه مقاومت است که بر اساس جدول ۹-۲۰-۴ تعیین می‌شود.

$$\Omega_v = \begin{cases} \dfrac{h_{wcs}}{l_w} > 1.5 \rightarrow \max\left\{\dfrac{M_{pr}}{M_u},\ 1.5\right\} \\ \dfrac{h_{wcs}}{l_w} \le 1.5 \rightarrow 1.0 \end{cases}$$

ضریب تشدید مربوط اضافه مقاومت خمشی در مقطع بحرانی

$$\omega_v = \begin{cases} \dfrac{h_{wcs}}{l_w} \ge 2.0 \rightarrow \begin{cases} 0.9 + \dfrac{n_s}{10} \ \ for\ n_s \le 6.0 \\ 1.3 + \dfrac{n_s}{10} \le 1.8 \ \ for\ n_s > 6.0 \end{cases} \\ \dfrac{h_{wcs}}{l_w} < 2.0 \rightarrow 1.0 \end{cases}$$

ضریب تشدید مربوط به اثر مودهای بالا

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

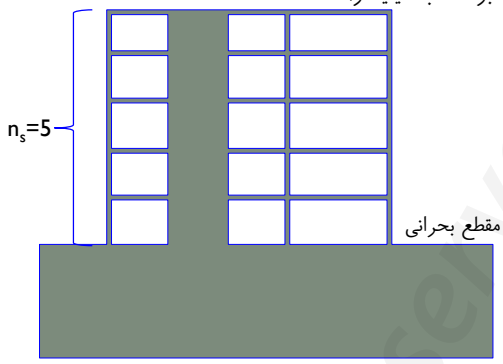
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

در 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.

 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.

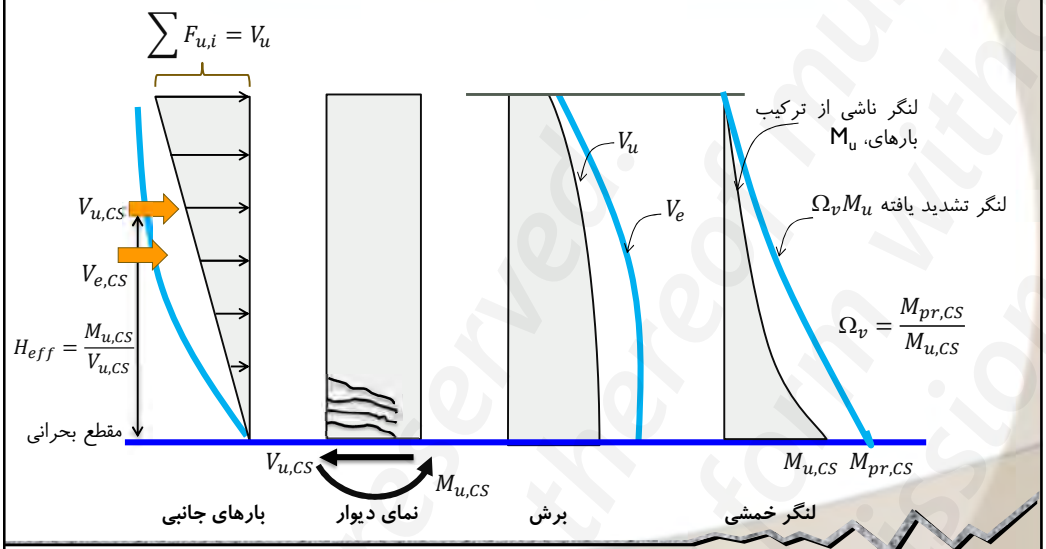
برای این منظور در مبحث نهم ویرایش ۹۹ نیروی برشی برای طراحی برشی دیوار برشی افزایش داده می‌شود.

همچنین در ساختمان های طبقاتی، استفاده از روش تحلیل دینامیکی سبب تغییر در توزیع بارهای جانبی می‌شود و محل اعمال برآیند بارهای جانبی جابجای می‌شود.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

تعیین برش نیاز دیوار با $h_w/l_w \geq 1.5$



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مقاومت برشی دیوار برشی ویژه

مقدار ظرفیت برشی اسمی دیوار برشی بصورت زیر تعیین می‌شود:

$$V_n = A_{cv}\left(\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y\right)$$

که در آن α_c=0.25 برای $h_w/\ell_w \leq 1.5$ و همچنین α_c=0.17 برای $h_w/\ell_w \geq 2.0$. برای مقادیر مابین از درونیابی خطی استفاده می‌شود.

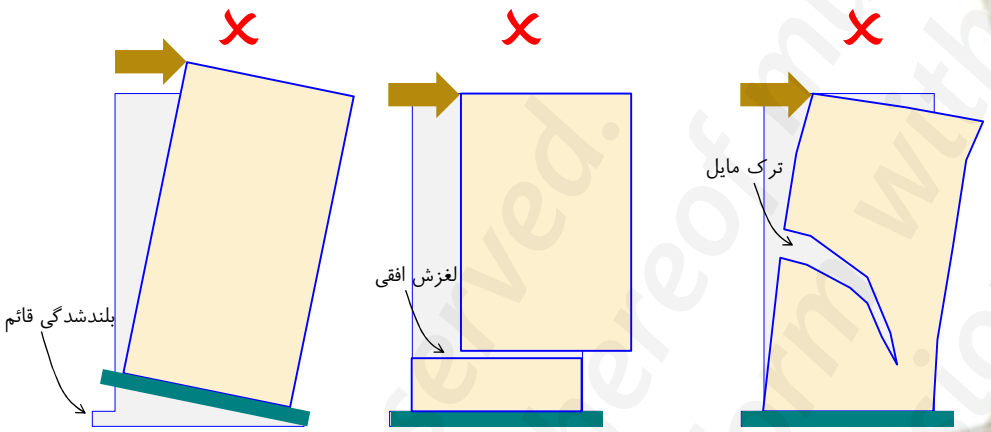
آرماتورهای برشی توزیع شده در دیوارها بایستی در دو امتداد عمود بر هم قرار گرفته باشند. اگر نسبت h_w/ℓ_w، کمتر از ۲ باشد، نسبت آرماتورهای ρ_ℓ بایستی حداقل برابر نسبت ρ_t باشد.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

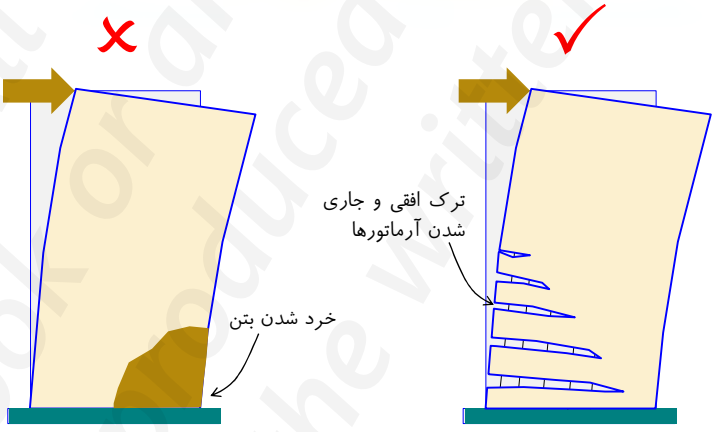
مودهای خرابی مطلوب و نامطلوب دیوار برشی:



خرابی در اثر واژگونی | خرابی در اثر لغزش | خرابی در اثر برش

صفحه ۸۴۵ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



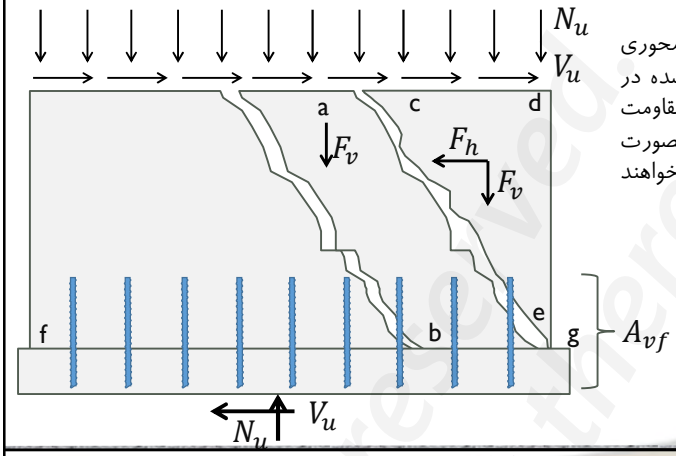
خرابی خمشی فشاری | خرابی خمشی فشاری

صفحه ۸۴۶ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission. All rights reserved.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

خرابی در اثر برش و لغزش معمولا برای دیوارهای کوتاه ایجاد می‌شوند. خرابی در اثر لغزش در محل درز اجرایی بتن (محل اتصال به شالوده) ایجاد می‌شود. در شکل زیر برای قطعه cde آرماتورهای افقی برای مقابله با نیروی F_h مورد نیاز است. همچنین با گرفتن لنگر برای قطعه cde حول e یا برای قطعه ab حول b. آرماتورهای قائم برای مقابله با نیروی F_v مورد نیاز است.

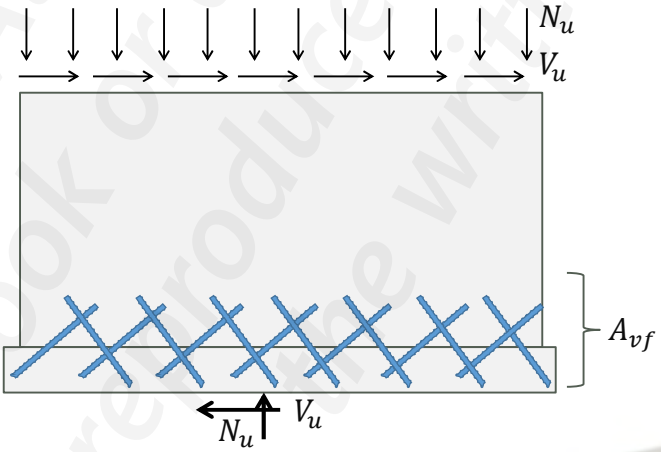


برای مقاومت در برابر لغزش، نیروی محوری N_u و همچنین آرماتورهای قائم توزیع شده در امتداد جان دیوار، در برابر این شکست مقاومت می‌کنند. در این حالت اگر آنها بصورت یکنواخت توزیع شده باشند، اثر بهتری خواهند داشت.

 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 عملکرد بهتر در برابر لغزش، میتوان آرماتورهای دوختی به شکل مایل با زاویه مثبت و منفی ۴۵ درجه در پای دیوار استفاده نمود. البته این عمل از نظر اجرایی دارای چالش‌های زیادی است.

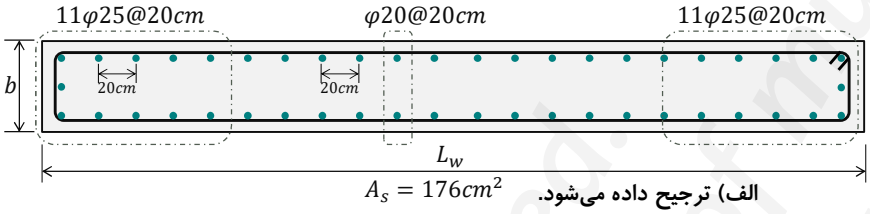


 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

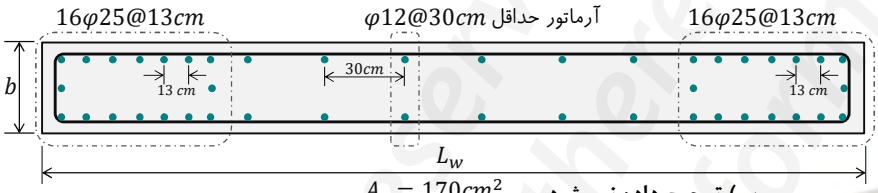
All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

برای جلوگیری از خرابی در اثر لغزش دیوار برشی، بهتر است، از تمرکز آرماتورهای طولی دیوار در دو انتهای آن جلوگیری شود.



$A_s = 176cm^2$ **الف) ترجیح داده می‌شود.**



$A_s = 170cm^2$ **ب) ترجیح داده نمی‌شود.**

صفحه ۸۴۹ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مقاومت برش اصطکاکی دیوار برشی ویژه

مقاومت برش اصطکاکی اسمی، V_n در مواردی که آرماتورهای برش-اصطکاک عمود یا مورب نسبت به صفحه برش باشند، به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$V_n = \mu A_{vf} f_y$$

که در آن A_{vf} سطح مقطع آرماتورهای عمود بر صفحه برش و مقدار $\mu=0.6\lambda$ فرض شود. در صورتی که سطح تماس به اندازه کافی زبر بوده و عمق زبری آن دست کم ۶ میلیمتر باشد، می‌توان $\mu=1.0\lambda$ در نظر گرفت.

همچنین طبق مبحث نهم، مقدار V_n در عرض صفحه‌ی برش مورد نظر نباید از مقادیر ارائه شده در زیر بیشتر شود:

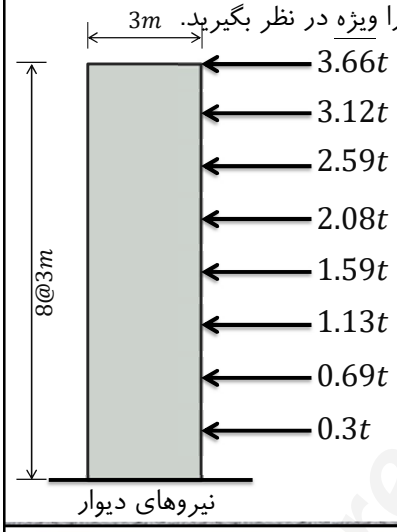
$$V_n \le \begin{cases} 0.2f_c' A_{cv} \\ (3.3 + 0.08f_c')A_{cv} \\ 11A_{cv} \end{cases}$$

صفحه ۸۵۰ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

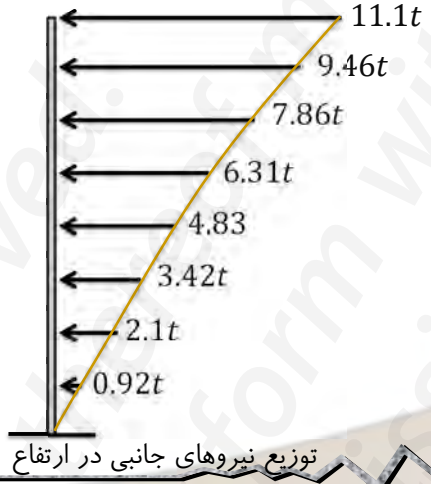
This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission. All rights reserved.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مثال) یک دیوار برشی مطابق شکل زیر در نظر بگیرید (دیوار برشی مثال قبل) که در ادامه نیروی جانبی سهم دیوار و همچنین نیروهای جانبی توزیع شده در ارتفاع برای سازه نشان داده شده است. در اساس ACI318-14 دیوار را طراحی نموده و شکل پذیری آن را ویژه در نظر بگیرید.



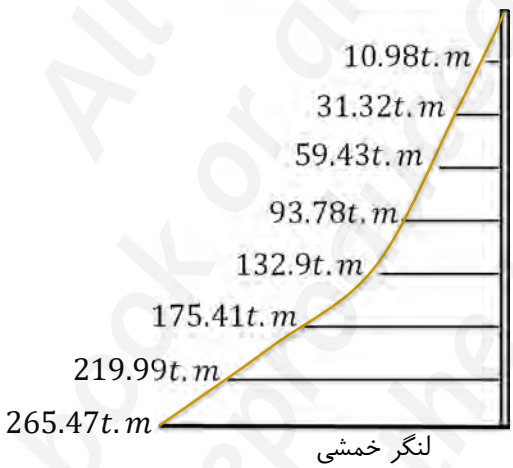
نیروهای دیوار



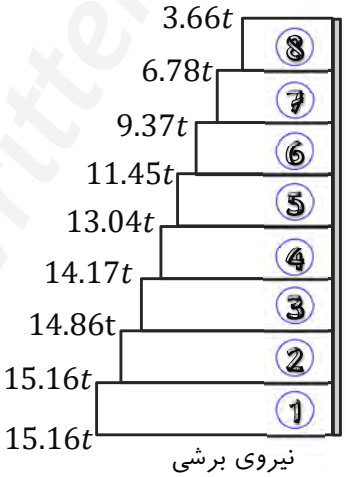
توزیع نیروهای جانبی در ارتفاع

صفحه ۸۵۱ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



لنگر خمشی



نیروی برشی

صفحه ۸۵۲ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

۱) طراحی برای برش:

طبق چیزی که قبلا گفته شد، در صورتی که نیروی برشی $V_u > 0.53A_{cv}\lambda\times sqrt(fc')$ 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.

$$V_n = 0.53A_{cv}\lambda\sqrt{f_c'}hd = 0.53 \times 20 \times 300 \times \frac{\sqrt{300}}{1000} = 55.08\ ton$$

$$\frac{V_u}{\varphi} = \frac{15.16}{0.75} = 20.21\ ton < 55.08\ ton$$

از آنجایی که $h_w/l_w=(24/3)=8.0\geq 2.0$ است، نیاز به دو سفر آرماتور میباشد.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

۱-۱) آرماتورهای برشی افقی:

طبق بند 18.10.2.1 برای دیوار برشی ویژه، نسبت آرماتورهای طولی و عرضی در دیوارهای برشی بایستی حداقل برابر 0.0025 باشد، مگر آنکه برش V_u در دیوار از $0.27A_{cv}\lambda\times sqrt(fc')$ بیشتر نباشد. در این حالت مقدار نسبت آرماتور طولی و عرضی را میتوان طبق ضوابط بند 11.6 کاهش داد. حداکثر فاصله بین آرماتورها در دیوار برشی ویژه ۴۵ سانتیمتر است.

$$S_{2,max} = 45\ cm$$

$$\frac{A_t}{S_2} = 0.0025h = 0.0025 \times 20 = 0.05\ \frac{cm^2}{cm}$$

در صورتی که از دو سفر آرماتور ۱۰ استفاده شود:

$$\frac{2(0.785)}{S_2} = 0.05\ \frac{cm^2}{cm} \quad \rightarrow S_2 = 31.4\ cm < S_{2,max}$$

Use ϕ10 mm bars @ 30cm

$$0.27A_{cv}\lambda\sqrt{f_c'} = 0.27 \times 20 \times 300 \times 1.0 \times \frac{\sqrt{300}}{1000} = 28.06\ ton > 17.374\ ton$$

بنابراین مقدار نسبت آرماتور طولی و عرضی را میتوان طبق ضوابط بند 11.6 کاهش داد که در این مثال از این کاهش صرف نظر میشود.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

۱-۲) آرماتورهای برشی قائم:

طبق بند 18.10.2.1 برای دیوار برشی ویژه، نسبت آرماتورهای طولی و عرضی در دیوارهای برشی بایستی حداقل برابر 0.0025 باشد، مگر آنکه برش V_u در دیوار از $0.27A_{cv}\lambda\times sqrt(fc')$ بیشتر نباشد. در این حالت مقدار نسبت آرماتور طولی و عرضی را میتوان طبق ضوابط بند 11.6 کاهش داد. حداکثر فاصله بین آرماتورها در دیوار برشی ویژه ۴۵ سانتیمتر است.

$$S_{1,max} = 45\ cm$$

در صورتی که از دو سفر آرماتور ۱۰ استفاده شود:

$$\frac{A_l}{S_1} = 0.0025h = 0.0025 \times 20 = \frac{2(0.785)}{S_1} \rightarrow S_1 = 31.4\ cm < S_{1,max}$$

Use ϕ10 mm bars @ 30cm

کنترل ظرفیت آرماتورهای برشی:

 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 ظرفیت آرماتورهای برشی:

$$\frac{V_u}{\varphi} = \frac{15.16}{0.75} = 20.21\ ton$$

$$V_n = A_{cv}\left(\alpha_c\lambda\sqrt{f_c'} + \rho_t f_y\right)$$

که در آن α_c=0.8 برای $h_w/\ell_w \le 1.5$ و همچنین α_c=0.53 برای $h_w/\ell_w \ge 2.0$. برای مقادیر مابین از درونیابی خطی استفاده می‌شود.

$$\frac{L_w}{h_w} = \frac{24}{3} = 8 > 2.0 \Rightarrow \alpha_c = 0.53$$

$$V_{n,max} = A_{cv}\left(\alpha_c\lambda\sqrt{f_c'} + \rho_t f_y\right) = 20 \times \frac{30\left(0.53\sqrt{300} + 0.0025 \times 4200\right)}{1000}$$

$$= 118.08\ ton > 20.21\ ton \quad Ok$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission. All rights reserved.

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:

$$\frac{P_u}{A_g}+\frac{M_u}{I_g}\times\frac{l_w}{2}$$

$$M_u=\varphi\left[0.5A_sf_yl_w\left(1+\frac{P_u}{A_sf_y}\right)\left(1-\frac{c}{l_w}\right)\right]$$

$$\frac{c}{l_w}=\frac{\omega+\alpha}{2\omega+0.85\beta_1}\qquad \omega=\frac{A_sf_y}{l_whf_c'}\qquad \alpha=\frac{P_u}{l_whf_c'}$$

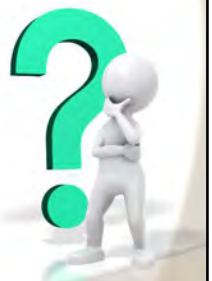
در صورتی که از $\phi10@30cm$ به عنوان میلگرد قائم استفاده شود، داریم:

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

$$\beta_1=0.85-\frac{0.05}{70}(300-280)=0.836\ \rightarrow\ \omega=\frac{17.28\times4200}{300\times20\times300}=0.04032$$

$$\alpha=\frac{P_u}{l_whf_c'}=\frac{P_u(1000)}{300\times20\times300}=0.00055P_u$$

$$\frac{c}{l_w}=\frac{0.04032+0.00055P_u}{2(0.04032)+0.85(0.836)}=\frac{0.04032+0.00055P_u}{0.79124}$$



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

* برای طبقه یک: با صرف نظر از بارهای ثقلی تحمل شده توسط دیوار و فقط با لحاظ وزن دیوار داریم:

$1.2D+L+\rho Q_E$

Vertical load= 1.2(0.2)(3)(24)(2.5)=43.92 ton

$$f=\frac{43.92}{20\times 300}\pm\frac{265.47}{20\times\frac{300^3}{12}}\times\frac{300}{2}=95.81\ \frac{kg}{cm^2}>0.2\times 300=60\frac{kg}{cm^2}$$

بنابراین به المان مرزی ویژه در انتهای دیوار نیاز است. ظرفیت خمشی در مقطع بیشترین لنگر:

$$\frac{c}{l_w}=\frac{0.04032+0.00055(43.92)}{0.79124}=0.08094$$

$$c=0.08094\times 300=24.28\ cm$$

طول المان مرزی از دورترین تار بایستی به میزان بیشترین دو مقدار $c-0.1\ell_w$ و $c/2$ باشد.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

$$M_u=144.54\ t.m<265.47\ t.m$$

$$M'_u=265.47-144.54\ t.m=120.93\ t.m$$

برای المان مرزی به طول ۳۵ سانتیمتر آرماتورهای اضافی در هر یک از المان‌ها بصورت زیر است:

$$A_{s,additional}=\frac{120.93(100000)}{0.9(4200)(261)}+4(0.785)=15.4\ cm^2$$

از 8ϕ16 در المان های مرزی استفاده می‌شود.

آرماتورهای عرضی المان مرزی:

$$A_{sh}=max\begin{cases}0.3\left(\frac{A_g}{A_{ch}}-1\right)\frac{f'_c}{f_{yt}}sb_c\\ 0.09\frac{f'_c}{f_{yt}}sb_c\end{cases}$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مقدار h_x نباید از کمترین دو مقدار ۳۵ سانتیمتر و دو سوم ضخامت دیوار فراتر رود.

$$h_x = \min\left(35cm\ , \frac{2}{3}\times 20\right) = 13.33\ cm$$

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:

$$s_0 = 10 + \left(\frac{35 - 13.33}{3}\right) = 17.22\ cm > 15\ cm$$

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.

$$s_{max} \le the\ smallest\ of \begin{cases} \frac{20}{3} = 6.67\ cm \\ 6(1.6) = 9.6\ cm \\ s_0 = 15\ cm \end{cases}$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

برای طول بیشتر المان مرزی داریم:

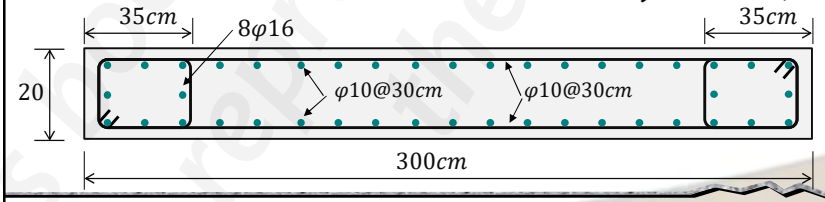
b_{c1}=20-2(4)=12 cm

برای طول کوتاه المان مرزی داریم:

b_{c2}=35- (4)=31 cm

$$A_{sh} = max \begin{cases} 0.3\left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right)\frac{f'_c}{f_{yt}} s b_c = 0.3\left(\frac{35\times 20}{12\times 31} - 1\right)\frac{300}{4200}\times 5\times 12 = 1.13\ cm^2 \\ 0.09\frac{f'_c}{f_{yt}} s b_c = 0.09\frac{300}{4200}\times 5\times 12 = 0.39\ cm^2 \end{cases}$$

از دو ساق ϕ10@5cm استفاده میشود.



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

* برای طبقه دو: با صرف نظر از بارهای ثقلی تحمل شده توسط دیوار و فقط با لحاظ وزن دیوار داریم:

$1.2D+L+\rho Q_E$

Vertical load= 1.2(0.2)(3)(21)(2.5)=38.43 ton

$$f = \frac{38.43}{20 \times 300} \pm \frac{219.99}{20 \times \frac{300^3}{12}} \times \frac{300}{2} = 79.74\ \frac{kg}{cm^2} > 0.2 \times 300 = 60\ \frac{kg}{cm^2}$$

بنابراین به المان مرزی ویژه در انتهای دیوار نیاز است. ظرفیت خمشی در مقطع بیشترین لنگر:

$$\frac{c}{l_w} = \frac{0.04032 + 0.00055(38.43)}{0.79124} = 0.0771$$

$$c = 0.0771 \times 300 = 23.13\ cm$$

طول المان مرزی از دورترین تار بایستی به میزان بیشترین دو مقدار $c - 0.1\ell_w$ و $c/2$ باشد.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

$$M_u = 138.3\ t.m < 219.99\ t.m$$

$$M'_u = 219.99 - 138.3\ t.m = 81.69\ t.m$$

برای المان مرزی به طول ۳۵ سانتیمتر آرماتورهای اضافی در هر یک از المان‌ها بصورت زیر است:

$$A_{s,additional} = \frac{81.69(100000)}{0.9(4200)(261)} + 4(0.785) = 11.42\ cm^2$$

از $8\phi 14$ در المان های مرزی استفاده می‌شود.

آرماتورهای عرضی المان مرزی:

$$A_{sh} = max \begin{cases} 0.3\left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right)\frac{f'_c}{f_{yt}} sb_c \\ 0.09\frac{f'_c}{f_{yt}} sb_c \end{cases}$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission. All rights reserved

مقدار h_x نباید از کمترین دو مقدار ۳۵ سانتیمتر و دو سوم ضخامت دیوار فراتر رود.

$$h_x = \min\left(35cm\ , \frac{2}{3}\times 20\right) = 13.33\ cm$$

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:

$$s_0 = 10 + \left(\frac{35 - 13.33}{3}\right) = 17.22\ cm > 15\ cm$$

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.

$$s_{max} \le the\ smallest\ of \begin{cases} \frac{20}{3} = 6.67\ cm \\ 6(1.6) = 9.6\ cm \\ s_0 = 15\ cm \end{cases}$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

برای طول بیشتر المان مرزی داریم:

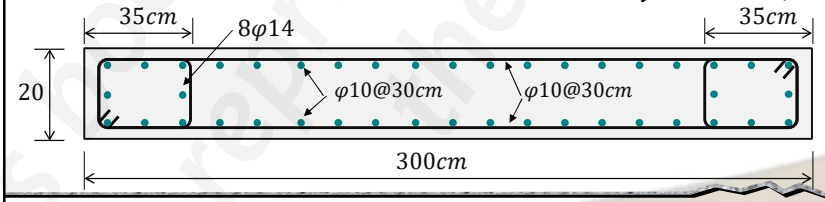
b_{c1}=20-2(4)=12 cm

برای طول کوتاه المان مرزی داریم:

b_{c2}=35- (4)=31 cm

$$A_{sh} = max \begin{cases} 0.3\left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right)\frac{f'_c}{f_{yt}} s b_c = 0.3\left(\frac{35\times 20}{12\times 31} - 1\right)\frac{300}{4200}\times 5\times 12 = 1.13\ cm^2 \\ 0.09\frac{f'_c}{f_{yt}} s b_c = 0.09\frac{300}{4200}\times 5\times 12 = 0.39\ cm^2 \end{cases}$$

از دو ساق ϕ10@5cm استفاده میشود.



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

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.

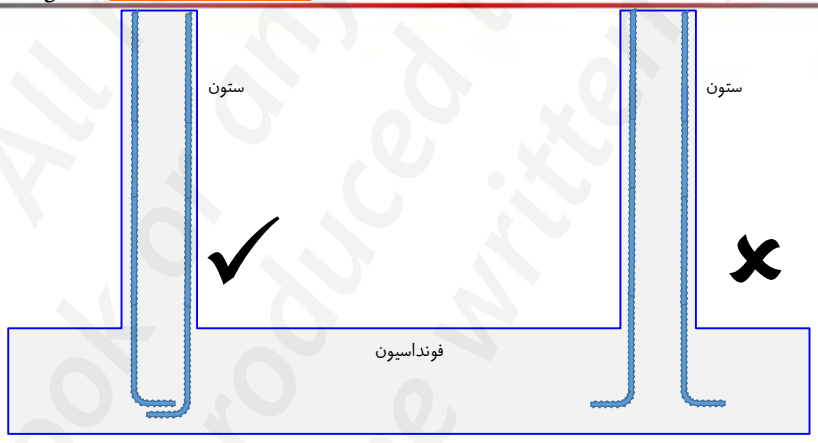
- در ستون‌هایی که برای اتصال گیردار به شالوده طراحی شده‌اند، در صورت نیاز به مهاری قلابدار، انتهای آرماتورهای طولی تعبیه شده برای تحمل خمش باید دارای قلاب‌های با خم ۹۰ درجه رو بطرف مرکز ستون در نزدیک قسمت تحتانی شالوده باشند.

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.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



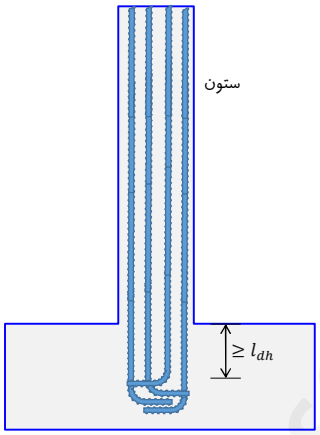
R18.13.2.2 Tests (Nilsson and Losberg 1976) have demonstrated that flexural members terminating in a footing, slab, or beam (a T-joint) should have their hooks turned inward toward the axis of the member for the joint to be able to resist the flexure in the member forming the stem of the T.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission. All rights reserved.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

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:



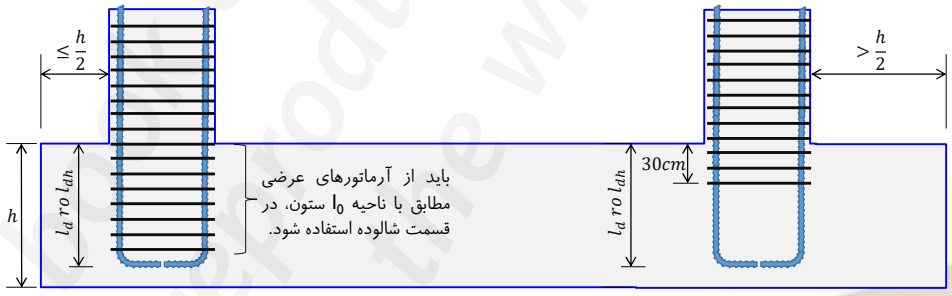
آرماتورهای طولی ستون در ارتفاع‌های متفاوت خم شوند. البته باید دقت کرد که طول کوتاه ترین میلگرد از طول مهاری آرماتور قلابدار کمتر نشود.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

الزام امتداد آرماتورهای عرضی ستون گوشه در شالوده و در قاب ویژه و متوسط

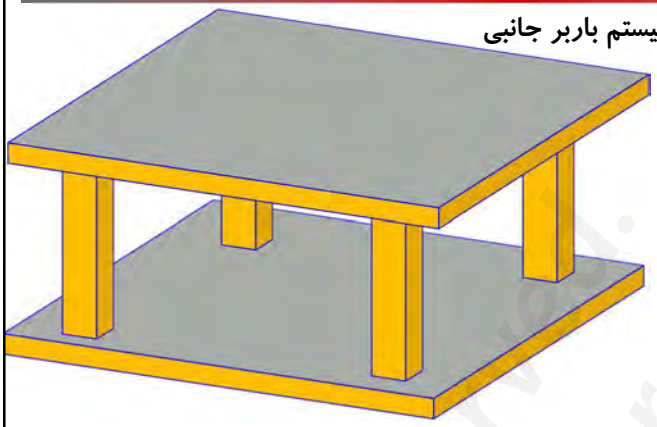
ویرایش ۹۹ مبحث نهم: طبق بند ۹-۲۰-۹-۲-۴، در ستون‌ها یا اجزاء لبه دیوارهای سازه‌ای ویژه که فاصله لبه آنها از لبه شالوده از نصف ضخامت شالوده کمتر باشد، باید از آرماتورهای عرضی مطابق با ناحیه l_0 ستون، در قسمت شالوده استفاده شود. این آرماتورها باید از روی شالوده به اندازه طول مهاری آرماتورهای طولی ستون و یا جزء لبه دیوار برشی ویژه که برای تنش f_y محاسبه شده است، در درون شالوده ادامه یابند. همچنین برای بقیه ستون‌ها به اندازه ۳۰ سانتیمتر آرماتور عرضی در شالوده لحاظ شود.



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

استفاده از دال به عنوان بخشی از سیستم باربر جانبی



دال تخت: دالی که به تیرها تکیه ندارد و مستقیما روی دیوار یا ستون می‌نشیند.

ویرایش ۹۹ مبحث نهم:

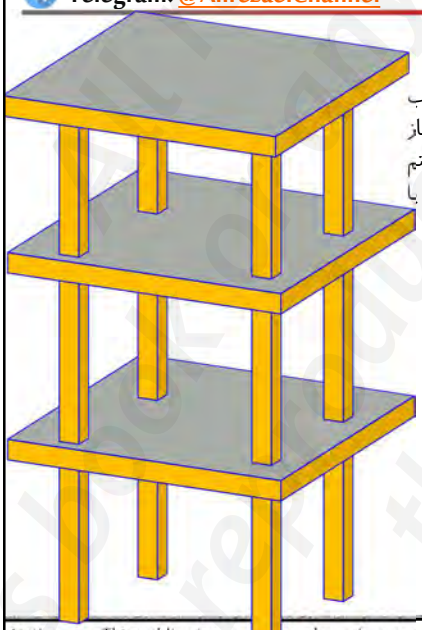
۹-۲۰-۵ قاب‌های با شکل پذیری متوسط

۹-۲۰-۵-۵ دال‌های دو طرفه‌ی بدون تیر

۹-۲۰-۵-۵-۹ 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.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



ویرایش چهارم ۲۸۰۰:

۵-۵-۳-۳ 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

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

نظر ASCE7-16 در ارتباط با استفاده از سیستم قاب متوسط:

Seismic Force-Resisting System	R	Ω_0	C_d	Structural System Limitations (SDC)				
				B	C	D	E	F
Intermediate reinforced concrete moment frames	5	3	4.5	NL	NL	NP	NP	Np

TABLE 11.6-1 Seismic Design Category Based on Short-Period Response Acceleration Parameter

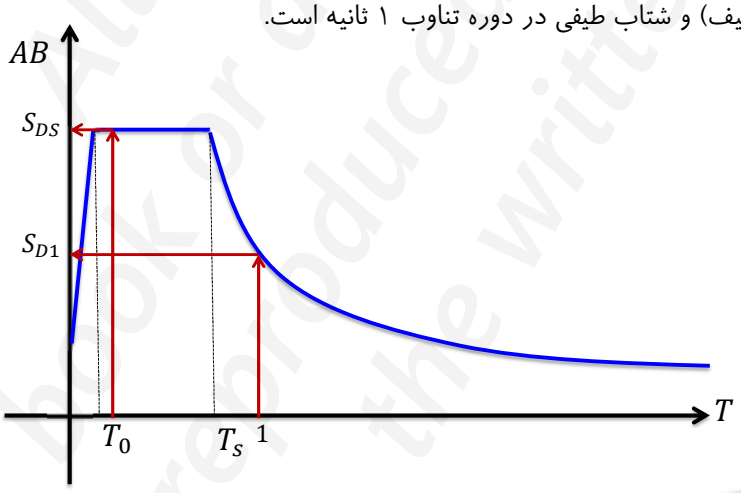
Value of S_{DS}	Risk Category I or II or III	Risk Category IV
$S_{DS} < 0.167$	A	A
$0.167 \le S_{DS} < 0.33$	B	C
$0.33 \le S_{DS} < 0.50$	C	D
$0.50 \le S_{DS}$	D	D

TABLE 11.6-2 Seismic Design Category Based on 1-s Period Response Acceleration Parameter

Value of S_1	Risk Category I or II or III	Risk Category IV
$S_{D1} < 0.067$	A	A
$0.067 \le S_{D1} < 0.133$	B	C
$0.133 \le S_{D1} < 0.20$	C	D
$0.20 \le S_{D1}$	D	D

صفحه ۸۷۳ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

فعلا در ۲۸۰۰ ریزپهنه بندی لرزه‌ای انجام نشده و پارامترهای S_{Ds} و S_{D1} وجود ندارد ولی معادل آنها به ترتیب در طیف استاندارد ۲۸۰۰، برابر مقادیر طیف AB استاندارد ۲۸۰۰ در شتاب‌های طیفی کوتاه (بخش افقی طیف) و شتاب طیفی در دوره تناوب ۱ ثانیه است.



صفحه ۸۷۴ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

اعضایی از سازه که جزیی از سیستم مقاوم دربرابر زلزله منظـور نمی‌شوند

ویرایش ۹۹ مبحث نهم: طبق بند ۹-۲-۹-۲۰-۴، در سازه‌های با شکل پذیری زیاد یا متوسط می‌توان در صورت لزوم برخی از اعضای سازه‌ای (تیرها، ستون‌ها، دال‌ها و دیوار پایه‌ها (را به عنوان جزئی از سیستم باربر جانبی منظور ننمود. در چنین حالتی باید از سختی و مقاومت این اعضا در برابر بارهای جانبی صرف نظر شود، ولی این اعضا و اتصالات آنها باید طوری طراحی شوند که بتوانند به صورت مناسب بارهای قائم وارده بر آنها که شامل اثرات همزمان مولفه قائم زلزله نیز می‌شود، را تحت اثر تغییر مکان‌های جانبی ایجاد شده به واسطه‌ی بحرانی‌ترین اثر زلزله تحمل نمایند. در این اعضا باید اثرات ثانویه‌ی P-Delta، نیز منظور گردند.

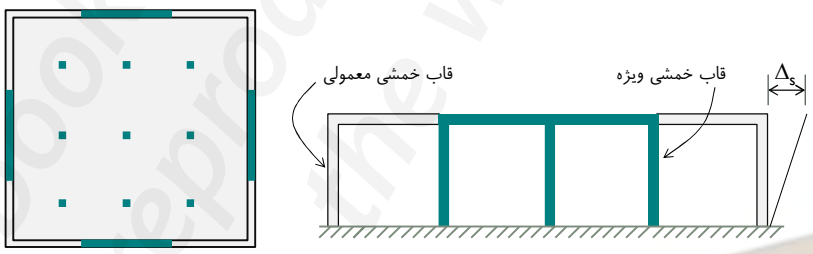
طبق بند ۹-۲۰-۱۰-۲-۱، اعضایی از سازه که برای تحمل نیروهای زلزله به کار گرفته نمی‌شوند، باید برای ترکیب‌های بارهای قائم، که شامل اثرات همزمان مولفه قائم زلزله نیز می‌شود مطابق فصل ۹-۷ که همزمان با تغییرمکانهای جانبی طرح، عمل δ_u می‌کنند، طراحی شوند.

18.14.2.1 Members not designated as part of the seismic force-resisting system shall be evaluated for gravity load combinations of 5.3 including the effect of vertical ground motion acting simultaneously with the design displacement δ_u.

 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) سازه بتنی نشان داده شده در شکل زیر، را در نظر بگیرید که دارای کاربری پارکینگ می‌باشد. دو دهانه وسطی قاب خمشی با شکل‌پذیری ویژه و ستون‌های کناری با شکل‌پذیری معمولی می‌باشند. برای مقابله با بارهای جانبی از قاب خمشی با شکل‌پذیری ویژه استفاده شده و برای انتقال بارهای ثقلی از ستون‌های با شکل‌پذیری معمولی که بارهای ثقلی را توسط یک دال تخت به زمین منتقل می‌کنند. لرزه‌خیزی منطقه خیلی زیاد و تغییرمکان جانبی کف Δ_s=1.07 cm و ابعاد ستون‌ها ۳۰ در ۳۰ سانتیمتر و ارتفاع خالص ستون‌ها برابر 3.65 متر می‌باشد. مقدار ضریب رفتار برابر 7.5 و ضریب ارتجاعی برای بتن را برابر ۲۵۰۰۰ مگاپاسکال فرض شود.



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

ستون‌های محیطی و دال تخت درونی مشمول این بند می‌شوند و بایستی برای حداکثر پاسخ غیرارتجاعی ایجاد شده کنترل گردند. برای نمای جانبی داریم:

$$\Delta_u = C_d \Delta_s = 5.5 \times 1.07 = 5.88\ cm$$

توجه: برای تعیین Δ_s بایستی از کمک قاب‌های دارای ستون با شکل‌پذیری معمولی صرف نظر کرد. در این مثال شرایط دو انتهای ستون به صورت گیردار در نظر گرفته می‌شود.

$$I_c = 0.7 I_g = 0.7 \times \frac{bh^3}{12} = 0.7 \times \frac{300 \times 300^3}{12} = 472.5 \times 10^6\ cm^4$$

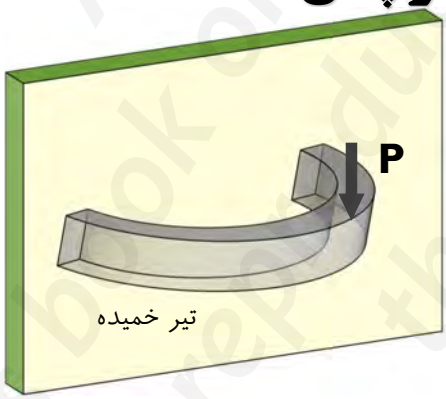
$$M_{col} = \frac{6EI_c}{h^2}\Delta_u = \frac{6 \times 25000 \times 472.5 \times 10^6}{3650^2} \times 58.8 = 312 \times 10^6\ kN.m$$

پس در واقع این ستون‌های معمولی باید برای این لنگر طراحی شوند.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

فصل بیست و یکم

تیرهای بتنی منحنی در پلان



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

صفحه ۸۷۹ 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

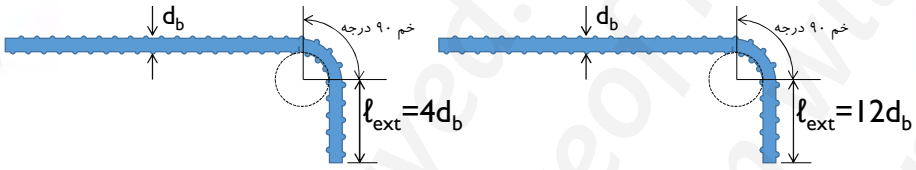
ایرادت نگارشی مبحث نهم ویرایش ۹۹

صفحه ۸۸۰ 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.



نادرست ✗ درست ✓

 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 بند ۹-۲۱-۳-۲-۲ 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 1.7 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 1.3 و برای سایر میلگردها برابر 1.0 است.

ψ_s ضریب قطر میلگرد است و برای میلگردهای با قطر ۲۰ و بیشتر برابر 1.0 و برای سایر میلگردها برابر 0.8 است.

ψ_e ضریب پوشش میلگرد است که برای میلگرد بدون اندود برابر 1.0 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

This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission. All rights reserved.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

بند ۹-۱۱-۶-۳-۳ 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.

✓ درست

الف) اگر انتهای آرماتور خمشی با عکس العمل فشاری تکیه‌گاه محصور شده باشد $l_d \le \left(\frac{1.3M_n}{V_u} + l_a\right)$

ب) اگر انتهای آرماتور خمشی با عکس العمل فشاری تکیه گاه محصور نشده باشد. $l_d \le \left(\frac{M_n}{V_u} + l_a\right)$

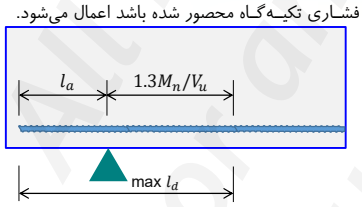
× نادرست

ب) اگر انتهای آرماتور خمشی با عکس العمل فشاری تکیه گاه محصور نشده باشد. $l_d \ge \left(\frac{M_n}{V_u} + l_a\right)$

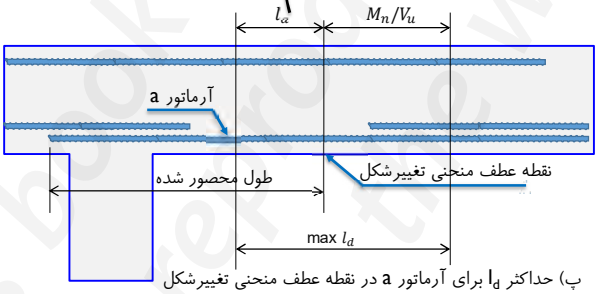
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

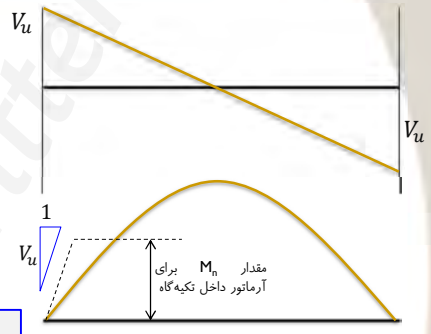
ضریب 1.3 فقط در حالتی که انتهای آرماتور خمشی با عکس العمل فشاری تکیه‌گاه محصور شده باشد اعمال می‌شود.



ب) حداکثر l_d در تکیه‌گاه ساده. $= \max\begin{cases}12d_b \\ d\end{cases}$



پ) حداکثر l_d برای آرماتور a در نقطه عطف منحنی تغییرشکل



Capacity slope $\left(\frac{M_n}{V_u}\right) \ge$ Demand slope V_u

$$l_d \le \left(\frac{M_n}{V_u}\right)$$

الف) لنگر خمشی مثبت M_u

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

بند ۹-۲۰-۹-۲-۴ به صورت زیر باید اصلاح شود:

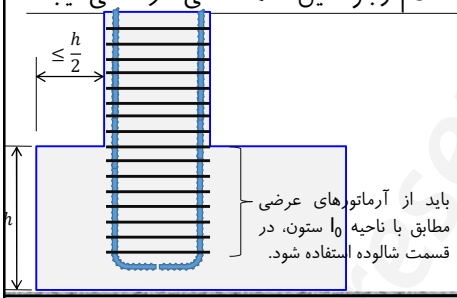
✓ درست

- در ستون‌ها یا اجزاء لبه دیوارهای سازه‌ای ویژه که فاصله لبه آنها از لبه شالوده از نصف ضخامت شالوده کم‌تر است، باید از آرماتورهای عرضی مطابق ضوابط بندهای ۹-۲۰-۶-۳-۳-۲ تا ۹-۲۰-۶-۳-۳-۴ در زیر قسمت فوقانی شالوده استفاده شود...

✗ نادرست

- در ستون‌ها یا اجزاء لبه دیوارهای سازه‌ای ویژه که فاصله لبه آنها از لبه شالوده از نصف ضخامت شالوده کم‌تر است، باید از آرماتورهای عرضی مطابق ضوابط بندهای ۹-۲۰-۶-۳-۳-۲ تا ۹-۲۰-۶-۳-۳-۴ در قسمت فوقانی شالوده استفاده شود...

کلمه «زیر» باید به قبل از کلمه فوقانی اضافه شود. البته عدم وجود این کلمه خللی در معنی ایجاد نمی‌کند.



18.13.2.4 Columns or boundary elements of special structural walls that have an edge within one-half the footing depth from an edge of the footing shall have transverse reinforcement in accordance with 18.7.5.2 through 18.7.5.4 provided below the top of the footing. This reinforcement shall extend into the footing, mat, or pile cap a length equal to the development length, calculated for fy in tension, of the column or boundary element longitudinal reinforcement.

صفحه ۸۸۵ 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 ۹-۲۰-۷-۴-۴ 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 hx 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.

صفحه ۸۸۶ 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 بند ۹-۲۲-۱۲-۳-۱ و در رابطه مربوط به تنش تسلیم میانگین میلگردها، (رابطه ۹-۲۲-۳) یک اشتباه تایپی در بیان تنش تسلیم مشاهده شده رخ داده است.

$$f_{y,obs,m} = \frac{\sum_{i=1}^{10}(f_{y,obs})_i}{10} \qquad (3-22-9)$$ ✓ درست

$$f_{y,obs,m} = \frac{\sum_{i=1}^{10}(f_{y,obs,m})_i}{10} \qquad (3-22-9)$$ × نادرست

 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 ۹-۷-۳-۱-۳ به صورت زیر باید اصلاح شود:

× نادرست

ضریب‌های بار باد در جدول ۹-۷-۱ بر این اساس تعیین شده که بارگذاری باد بر مبنای بارهای سطح مقاومت تعیین شده باشد. با این وجود اگر بار باد بر اساس بارهای سطح بهره‌برداری تعیین شده باشد، لازم است در رابطه‌های (۹-۷-۴) و (۹-۷-۶) به جای 1.0W و 0.5W، به ترتیب از 1.6W و 0.8W استفاده شود.

✓ درست

ضریب‌های بار باد در جدول ۹-۷-۱ بر این اساس تعیین شده که بارگذاری باد بر مبنای بارهای سطح بهره‌برداری تعیین شده باشد. با این وجود اگر بار باد بر اساس بارهای سطح مقاومت تعیین شده باشد، لازم است در رابطه‌های (۹-۷-۳)، (۹-۷-۴) و (۹-۷-۶) به جای 1.6W، از 1.0W استفاده شود.

ACI 318-19:

5.3.5 If wind load W is provided at service-level loads, 1.6W shall be used in place of 1.0W in Eq. (5.3.1d) and (5.3.1f), and 0.8W shall be used in place of 0.5W in Eq. (5.3.1c).

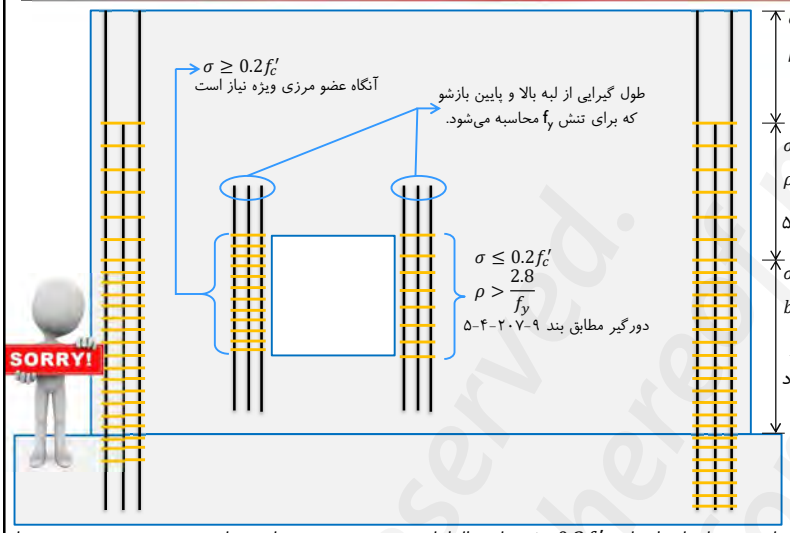
توجه: مقادیر بار باد تجویز شده در مبحث ششم، براساس دوره بازگشت ۵۰ ساله تعیین شده است. برای داشتن مقادیر بار باد در تراز مقاومت، باید سرعت باد در دوره بازگشت‌های ۳۰۰، ۷۰۰ و ۱۷۰۰ سال (بسته به طبقه‌بندی احتمال رخداد) در دست باشد.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

شکل ۹-۲۰-۲(ب) باید بصورت زیر اصلاح شود:



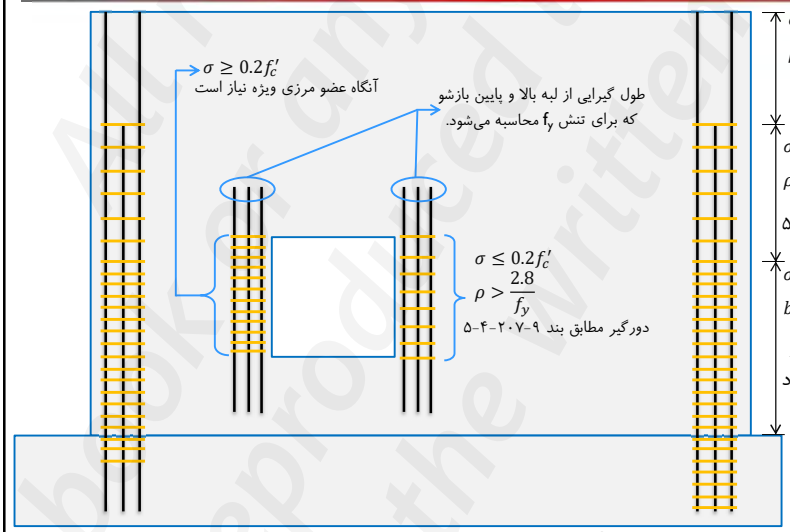
درست

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 ۹-۲۰-۴-۷-۴(پ) کاربردی ندارد.

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

شکل ۹-۲۰-۲(ب) باید بصورت زیر اصلاح شود:



نادرست

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 ۹-۲۰-۴-۷-۴(پ) کاربردی ندارد.

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

طبق بند ۹-۲۰-۶-۳-۲-۴ داریم:

نادرست

استفاده از وصله‌ی پوششی در میلگردهای طولی فقط در نیمه‌ی میانی طول ستون مجاز است. طول پوشش این وصله‌ها باید برای کشش در نظر گرفته شود. در طول این وصله‌ها باید آرماتورهای عرضی مطابق ضوابط بندهای ۹-۲۰-۶-۳-۳-۲ تا ۹-۲۰-۶-۳-۳-۵ به کار برده شوند.

$$s \le \begin{cases} min\left(\frac{c_1}{4}\ or \frac{c_2}{4}\right) \\ F_y \le 420\ Mpa \rightarrow 6d_b \\ F_y = 520\ Mpa \rightarrow 5d_b \\ s_0 \end{cases}$$

درست

استفاده از وصله‌ی پوششی در میلگردهای طولی فقط در نیمه‌ی میانی طول ستون مجاز است. طول پوشش این وصله‌ها باید برای کشش در نظر گرفته شود. در طول این وصله‌ها باید آرماتورهای عرضی مطابق ضوابط بندهای ۹-۲۰-۶-۳-۳-۲ و ۹-۲۰-۶-۳-۳-۳ به کار برده شوند.

در محل وصله آرماتورها نیازی به رعایت ضوابط بند ۹-۲۰-۶-۳-۳-۴ و ۹-۲۰-۶-۳-۳-۵ (آرماتورهای عرضی ویژه ناحیه L_0) نیست.

$$100\ mm \le s_0 = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3}\right) \le 150\ mm$$

صفحه ۸۹۱ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @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 hx 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 Pu > 0.3Ag fc′ or fc′ > 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 hx shall not exceed 200 mm. Pu shall be the largest value in compression consistent with factored load combinations including E.

صفحه ۸۹۲ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

18.7.5.3 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 so from Eq. (18.7.5.3) shall not exceed 150 mm and need not be taken less than 100 mm.

صفحه ۸۹۳ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

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 ۹-۲۰-۶-۲-۲، ۹-۲۰-۶-۲-۳، ۹-۲۰-۶-۲-۴ و با منظور نمودن اجزای مرزی دیوارها به عنوان تکیه گاه‌های ستونی، استفاده نمود.

نادرست ✗

درست ✓

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 ۹-۲۰-۶-۲-۲، ۹-۲۰-۶-۲-۳، ۹-۲۰-۶-۲-۴ و با منظور نمودن اجزای مرزی دیوارها به عنوان تکیه گاه‌های ستونی، استفاده نمود.

صفحه ۸۹۴ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

صفحه ۳۹۰ مبحث نهم، پاراگراف وسط صفحه:

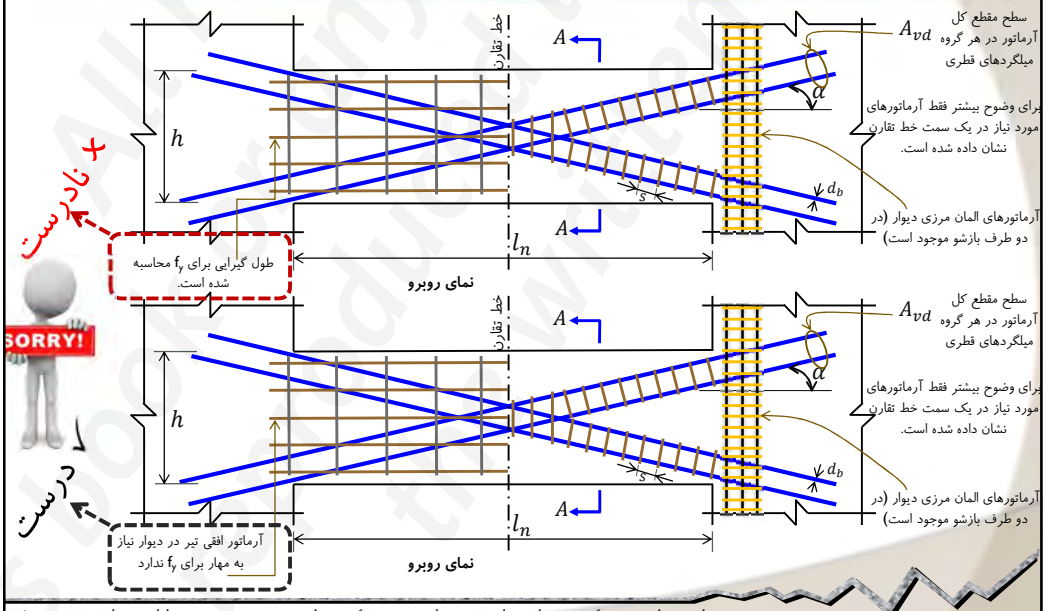
به منظور محاسبه‌ی A_g فرض می‌شود پوشش بتن مطابق بند ۹-۴ در هر چهار طرف هر گروه از آرماتورهای قطری موجود است. فاصله‌ی آرماتورهای عرضی در امتداد آرماتورهای قطری باید مطابق بند ۲۰-۷-۳-۳-۳(پ) باشد و از شش برابر قطر اسمی کوچکترین آرماتور قطری بیشتر نباشد و ...

به منظور محاسبه‌ی A_g فرض می‌شود پوشش بتن مطابق بند ۹-۴ در هر چهار طرف هر گروه از آرماتورهای قطری موجود است. فاصله‌ی آرماتورهای عرضی در امتداد آرماتورهای قطری باید مطابق بند ۹-۲۰-۶-۳-۳-۳(پ) باشد و از شش برابر قطر اسمی کوچکترین آرماتور قطری بیشتر نباشد و ...

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

شکل ۹-۲۰-۳ باید بصورت زیر اصلاح شود:



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

صفحه ۳۵۹ مبحث نهم، خط ششم از بالا

✗ نادرست

۹-۲۰-۵-۴-۷-۴ V_n در ناحیه‌ی گره براساس بند ۹-۲۰-۶-۵-۴ تعیین می‌شود.

✓ درست

۹-۲۰-۵-۴-۷-۴ V_n در ناحیه‌ی گره براساس بند ۹-۲۰-۶-۵-۴-۳ تعیین می‌شود.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

صفحه ۲۰۷ بند ۹-۱۱-۶-۵-۳:

✗ نادرست

در صورتی که مقاومت برشی مورد نیاز فولادهای برشی $V_s \le 0.33\sqrt{f'_c}\,b_w d$ 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.

✓ درست

در صورتی که مقاومت برشی مورد نیاز فولادهای برشی $V_s \le 0.33\sqrt{f'_c}\,b_w d$ 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.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

صفحه ۵۵ بند ۹-۳-۲-۲:

✗ نادرست

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 ۹-۳-۱ و یا ۹-۳-۲ ضرب می‌گردد.

✓ درست

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 ۹-۳-۱ و یا ۹-۳-۲ ضرب می‌گردد.

صفحه ۸۹۹ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission