دوره فشرده طراحی عملکردی

سازه های بتنی

سازه های بتنی

- تیرها: مشابه تیر فولادی، جدولی برای مدلسازی و حدود پذیرش ارائه شده است. در مورد این جدول لازم است به برخی از نکات توجه شود:
  1. تفاوت اساسی پارامترهای دوران تیر بتنی در مقایسه با فولادی
  2. نقش خاموت در ظرفیت تسلیم
  3. نقش نیروی برشی در ظرفیت تسلیم
  4. پذیرفتن مد شکست برشی به عنوان شکست نرم (کنترل شونده توسط تغییرمکان)

سازه های بتنی

جدول(۶-۸): پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای‌پذیرش برای روش‌های غیرخطی– تیرهای بتن مسلح

شرایط			پارامترهای مدل‌سازی[۱]			معیارهای پذیرش[۱ و ۸]					
			زاویه‌ی دوران خمیری، رادیان		نسبت مقاومت باقیمانده	زاویه‌ی دوران خمیری، رادیان					
						سطح عملکرد					
						نوع عضو					
						اصلی		غیر اصلی			
			a	b	c	IO	LS	CP	LS	CP	
الف – تیرهایی که با خمش کنترل می‌شوند[۲و۵]											
$\frac{\rho-\rho'}{\rho_{bal}}$	آرماتور عرضی[۳]	$\frac{2V}{V_c}$[۴و۷]									
≤ ۰/۰	C	≤ ۳	۰/۰۲۵	۰/۰۵	۰/۲	۰/۰۱۰	۰/۰۲	۰/۰۲۵	۰/۰۲	۰/۰۵	
≤ ۰/۰	C	≥ ۶	۰/۰۲	۰/۰۴	۰/۲	۰/۰۰۵	۰/۰۱	۰/۰۲	۰/۰۲	۰/۰۴	
≥ ۰/۵	C	≤ ۳	۰/۰۲	۰/۰۳	۰/۲	۰/۰۰۵	۰/۰۱	۰/۰۲	۰/۰۲	۰/۰۳	
≥ ۰/۵	C	≥ ۶	۰/۰۱۵	۰/۰۲	۰/۲	۰/۰۰۵	۰/۰۰۵	۰/۰۱۵	۰/۰۱۵	۰/۰۲	
≤ ۰/۰	NC	≤ ۳	۰/۰۲	۰/۰۳	۰/۲	۰/۰۰۵	۰/۰۱	۰/۰۲	۰/۰۲	۰/۰۳	
≤ ۰/۰	NC	≥ ۶	۰/۰۱	۰/۰۱۵	۰/۲	۰/۰۰۱۵	۰/۰۰۵	۰/۰۱	۰/۰۱	۰/۰۱۵	
≥ ۰/۵	NC	≤ ۳	۰/۰۱	۰/۰۱۵	۰/۲	۰/۰۰۵	۰/۰۱	۰/۰۱	۰/۰۱	۰/۰۱۵	
≥ ۰/۵	NC	≥ ۶	۰/۰۰۵	۰/۰۱	۰/۲	۰/۰۰۱۵	۰/۰۰۵	۰/۰۰۵	۰/۰۰۵	۰/۰۱	

ب- تیرهایی که با برش کنترل می‌شوند[۵و۲]								
اگر فاصله خاموت ها کوچکتر از $d/2$ باشد	۰/۰۰۳۰	۰/۰۲	۰/۲	۰/۰۰۱۵	۰/۰۰۲۰	۰/۰۰۳۰	۰/۰۱	۰/۰۲
اگر فاصله خاموت ها بزرگتر از $d/2$ باشد	۰/۰۰۳۰	۰/۰۱	۰/۲	۰/۰۰۱۵	۰/۰۰۲۰	۰/۰۰۳۰	۰/۰۰۵	۰/۰۱
پ- تیرهایی که توسط طول گیرایی یا وصله کنترل می‌شوند[۶و۲]								
اگر فاصله خاموت ها کوچکتر از $d/2$ باشد	۰/۰۰۳۰	۰/۰۲	۰/۰	۰/۰۰۱۵	۰/۰۰۲۰	۰/۰۰۳۰	۰/۰۱	۰/۰۲
اگر فاصله خاموت ها بزرگتر از $d/2$ باشد	۰/۰۰۳۰	۰/۰۱	۰/۰	۰/۰۰۱۵	۰/۰۰۲۰	۰/۰۰۳۰	۰/۰۰۵	۰/۰۱
ت- تیرهایی که توسط طول گیرایی در اتصال تیر– ستون کنترل می‌شوند[۶و۲]								
	۰/۰۱۵	۰/۰۳	۰/۲	۰/۰۱	۰/۰۱	۰/۰۱۵	۰/۰۲	۰/۰۳

موسسه آموزشی و مهندسی ۸۰۸
آموزشهای تخصصی عمران و معماری

۱- در صورت نیاز می‌توان از درون‌یابی خطی بین مقادیر داده‌شده در جدول استفاده کرد.

۲- در صورتی‌که برای یک عضو بیش از یک مورد از موارد (الف)،(ب)، (پ) و (ت) صادق باشد، از کم‌ترین مقدار داده‌شده در این موارد در جدول باید استفاده کرد.

۳-علامت‌های «C» و «NC» بیانگر نسبت مقاومت برشی تأمین شده توسط میلگردهای عرضی در ناحیه مفصل پلاستیک به مقاومت برشی کل مقطع است. اگر در محدوده‌ی مفصل‌خمشی خمیری در عضو فاصله‌ی تنگ‌ها از هم کم‌تر یا مساوی با $\frac{d}{3}$ باشد و علاوه‌بر این برای اعضا با نیاز شکل‌پذیری متوسط و زیاد، مقاومت تامین‌شده توسط تنگ‌ها (V_s) حداقل برابر با $\frac{۳}{۴}$ برش طراحی باشد در این صورت عضو واجد شرایط«C»می‌باشد. در غیر این صورت عضو «NC» فرض می‌شود.

۴- V_c برشی است که بتن در تیر تحمل می‌کند و در آن باید ضابطه بند(۶-۲-۴)رعایت گردد.

۵-در صورتی که مقاومت برشی تیر از حداکثر نیاز برشی به‌دست آمده مطابق بند(۶-۳-۱-۲-۴-۲)در دو انتهای تیر ، کم‌تر باشد، تیر با برش کنترل می‌شود.

۶-در صورتیکه ضوابط مربوط به طول گیرایی در حداکثر ۲۵٪ میلگردهای موجود در ناحیه مفصل پلاستیک رعایت نشده باشد، تیر توسط طول گیرایی یا وصله کنترل می‌شود.

۷- V برش طراحی است که بر اساس ضابطه بند(۶-۳-۱-۲-۴-۲)تعیین می‌شود.

۸- در صورتی که تحلیل استاتیکی غیرخطی با استفاده از روش کامل طبق توضیحات بند (۳-۴-۳-۱) انجام شود، تلاش‌های اعضای اصلی و غیر اصلی باید توسط معیار پذیرش اعضای غیراصلی کنترل شود.

- **ستونها: مشابه تیر فولادی، جدولی برای مدلسازی و حدود پذیرش ارائه شده است. در مورد این جدول لازم است به برخی از نکات توجه شود:**
  1. **تفاوت اساسی پارامترهای دوران ستون بتنی در مقایسه با فولادی**
  2. **نقش تنگ و جزئیات اجرایی آن در ظرفیت تسلیم**
  3. **نقش نیروی برشی در ظرفیت تسلیم**
  4. **عدم پذیرش مد شکست برشی به عنوان شکست نرم (بر خلاف تیر بتنی)**
  5. **اثر نیروی فشاری بر ظرفیت تسلیم**

جدول (۶-۹): پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش برای روش‌های غیرخطی– ستون‌های بتن مسلح

شرایط	پارامترهای مدل‌سازی[۲]			معیارهای پذیرش[۲و۱۱]				
	زاویه‌ی دوران خمیری، رادیان		نسبت مقاومت باقیمانده	زاویه‌ی دوران خمیری، رادیان				
				سطح عملکرد				
				IO	نوع عضو			
					اصلی		غیر اصلی	
	a	b	c		LS	CP	LS	CP
الف- ستون با جزییات آرماتور عرضی i [۱]								
$\frac{P}{A_g f_{cl}}$ ۶و۷	آرماتور عرضی	$\frac{2V}{V_c}$ ۴و۱۰						
≤ ۰/۱	≥ ۰/۰۰۶	–	۰/۰۳۵	۰/۰۶	۰/۲	۰/۰۰۵	۰/۰۲۶	۰/۰۳۵	۰/۰۴۵	۰/۰۶
≥ ۰/۶	≥ ۰/۰۰۶	–	۰/۰۱	۰/۰۱	۰/۰	۰/۰۰۳	۰/۰۰۸	۰/۰۰۹	۰/۰۰۹	۰/۰۱
≤ ۰/۱	=۰ /۰۰۲	–	۰/۰۲۷	۰/۰۳۴	۰/۲	۰/۰۰۵	۰/۰۲	۰/۰۲۷	۰/۰۲۷	۰/۰۳۴
≥ ۰/۶	=۰ /۰۰۲	–	۰/۰۰۵	۰/۰۰۵	۰/۰	۰/۰۰۲	۰/۰۰۳	۰/۰۰۴	۰/۰۰۴	۰/۰۰۵

ب- ستون با جزییات آرماتور عرضی ii [۱ و ۲]

≤ ۰/۱	≥ ۰/۰۰۶	≤ ۳	۰/۰۳۲	۰/۰۶	۰/۲	۰/۰۰۵	۰/۰۲۴	۰/۰۳۲	۰/۰۴۵	۰/۰۶
≤ ۰/۱	≥ ۰/۰۰۶	≥ ۶	۰/۰۲۵	۰/۰۶	۰/۲	۰/۰۰۵	۰/۰۱۹	۰/۰۲۵	۰/۰۴۵	۰/۰۶
≥ ۰/۶	≥ ۰/۰۰۶	≤ ۳	۰/۰۱	۰/۰۱	۰/۲	۰/۰۰۳	۰/۰۰۸	۰/۰۰۹	۰/۰۰۹	۰/۰۱
≥ ۰/۶	≥ ۰/۰۰۶	≥ ۶	۰/۰۰۸	۰/۰۰۸	۰/۲	۰/۰۰۳	۰/۰۰۶	۰/۰۰۷	۰/۰۰۷	۰/۰۰۸
≤ ۰/۱	≤ ۰/۰۰۰۵	≤ ۳	۰/۰۱۲	۰/۰۱۲	۰/۰	۰/۰۰۵	۰/۰۰۹	۰/۰۱	۰/۰۱	۰/۰۱۲
≤ ۰/۱	≤ ۰/۰۰۰۵	≥ ۶	۰/۰۰۶	۰/۰۰۶	۰/۰	۰/۰۰۴	۰/۰۰۵	۰/۰۰۵	۰/۰۰۵	۰/۰۰۶
≥ ۰/۶	≤ ۰/۰۰۰۵	≤ ۳	۰/۰۰۴	۰/۰۰۴	۰/۰	۰/۰۰۲	۰/۰۰۳	۰/۰۰۳	۰/۰۰۳	۰/۰۰۴
≥ ۰/۶	≤ ۰/۰۰۰۵	≥ ۶	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰

پ- ستون با جزییات آرماتور عرضی iii [۱ و ۲]

≤ ۰/۱	≥ ۰/۰۰۶	–	۰/۰	۰/۰۶	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰۴۵	۰/۰۶
≥ ۰/۶	≥ ۰/۰۰۶	–	۰/۰	۰/۰۰۸	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰۰۷	۰/۰۰۸
≤ ۰/۱	≤ ۰/۰۰۰۵	–	۰/۰	۰/۰۰۶	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰۰۵	۰/۰۰۶
≥ ۰/۶	≤ ۰/۰۰۰۵	–	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰

۴- اگر $P > 0.7\, A_g f_{cl}$ ، زاویه دوران خمیری برای کلیه سطوح عملکرد صفر منظور گردد مگر اینکه ستون دارای تنگ‌های با قلاب‌های با زاویه ۱۳۵ درجه و فاصله کم‌تر یا مساوی با $\frac{d}{3}$ می‌باشد و همچنین مقاومت تامین‌شده توسط تنگ‌ها (V_s) حداقل برابر با $\frac{3}{4}$ برش طراحی باشد.

جدول (۶-۳): شرایط ستون در جدول (۶-۶) براساس جزییات آرماتور عرضی

	جزییات آرماتور عرضی		
	با جزییات محصورکننده طبق آبا با خم ۱۳۵°	تنگ بسته با خم ۹۰°	سایر حالات (شامل وصله در آرماتورهای عرضی)
$\frac{V_p}{(V_n / k)} \le 0.6$	*i	ii	ii
$0.6 < \frac{V_p}{(V_n / k)} \le 1$	ii	ii	iii
$\frac{V_p}{(V_n / k)} > 1$	iii	iii	iii

* در ستون‌ها با شرایط i ، نسبت $s/d \le 0.5$ و $\rho'' > 0.002$ در ناحیه مفصل خمشی باید برقرار باشد، در غیر این‌صورت ستون با شرایط ii محسوب می‌گردد.

- **ستونها: مشابه تیر فولادی، جدولی برای مدلسازی و حدود پذیرش ارائه شده است. در مورد این جدول لازم است به برخی از نکات توجه شود:**
  1. **تفاوت اساسی پارامترهای دوران ستون بتنی در مقایسه با فولادی**
  2. **نقش تنگ و جزئیات اجرایی آن در ظرفیت تسلیم**
  3. **نقش نیروی برشی در ظرفیت تسلیم**
  4. **عدم پذیرش مد شکست برشی به عنوان شکست نرم (بر خلاف تیر بتنی)**
  5. **اثر نیروی فشاری بر ظرفیت تسلیم**

جدول (۶-۹): پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش برای روش‌های غیرخطی– ستون‌های بتن مسلح

شرایط	پارامترهای مدل‌سازی[۲]			معیارهای پذیرش[۲و۱۱]				
	زاویه‌ی دوران خمیری، رادیان		نسبت مقاومت باقیمانده	زاویه‌ی دوران خمیری، رادیان				
				سطح عملکرد				
				نوع عضو				
				اصلی		غیر اصلی		
	a	b	c	IO	LS	CP	LS	CP
الف– ستون با جزییات آرماتور عرضی i [۱]								
$\frac{P}{A_g f_{cl}}$ ۶و۷	آرماتور عرضی	$\frac{2V}{V_c}$ ۴و۱۰						
≤ ۰/۱	≥ ۰/۰۰۶	–	۰/۰۳۵	۰/۰۶	۰/۲	۰/۰۰۵	۰/۰۲۶	۰/۰۳۵	۰/۰۴۵	۰/۰۶
≥ ۰/۶	≥ ۰/۰۰۶	–	۰/۰۱	۰/۰۱	۰/۰	۰/۰۰۳	۰/۰۰۸	۰/۰۰۹	۰/۰۰۹	۰/۰۱
≤ ۰/۱	=۰ /۰۰۲	–	۰/۰۲۷	۰/۰۳۴	۰/۲	۰/۰۰۵	۰/۰۲	۰/۰۲۷	۰/۰۲۷	۰/۰۳۴
≥ ۰/۶	=۰ /۰۰۲	–	۰/۰۰۵	۰/۰۰۵	۰/۰	۰/۰۰۲	۰/۰۰۳	۰/۰۰۴	۰/۰۰۴	۰/۰۰۵

- **ستونها: مشابه تیر فولادی، جدولی برای مدلسازی و حدود پذیرش ارائه شده است. در مورد این جدول لازم**

پ- ستون با جزییات آرماتور عرضی iii [۱ و ۲]										
≤ ۰/۱	≥ ۰/۰۰۶	–	۰/۰	۰/۰۶	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰۴۵	۰/۰۶
≥ ۰/۶	≥ ۰/۰۰۶	–	۰/۰	۰/۰۰۸	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰۰۷	۰/۰۰۸
≤ ۰/۱	≤ ۰/۰۰۰۵	–	۰/۰	۰/۰۰۶	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰۰۵	۰/۰۰۶
≥ ۰/۶	≤ ۰/۰۰۰۵	–	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰

- **۳. نقش نیروی برشی در ظرفیت تسلیم**
- **۴. عدم پذیرش مد شکست برشی به عنوان شکست نرم (بر خلاف تیر بتنی)**
- **۵. اثر نیروی فشاری بر ظرفیت تسلیم**

ستونها: مشابه تیر فولادی، جدولی برای مدلسازی و حدود پذیرش ارائه شده است. در مورد این جدول لازم

ب- ستون با جزییات آرماتور عرضی ii [۱ و ۲]

≤ ۰/۱	≥ ۰/۰۰۶	≤ ۳	۰/۰۳۲	۰/۰۶	۰/۲	۰/۰۰۵	۰/۰۲۴	۰/۰۳۲	۰/۰۴۵	۰/۰۶
≤ ۰/۱	≥ ۰/۰۰۶	≥ ۶	۰/۰۲۵	۰/۰۶	۰/۲	۰/۰۰۵	۰/۰۱۹	۰/۰۲۵	۰/۰۴۵	۰/۰۶
≥ ۰/۶	≥ ۰/۰۰۶	≤ ۳	۰/۰۱	۰/۰۱	۰/۲	۰/۰۰۳	۰/۰۰۸	۰/۰۰۹	۰/۰۰۹	۰/۰۱
≥ ۰/۶	≥ ۰/۰۰۶	≥ ۶	۰/۰۰۸	۰/۰۰۸	۰/۲	۰/۰۰۳	۰/۰۰۶	۰/۰۰۷	۰/۰۰۷	۰/۰۰۸
≤ ۰/۱	≤ ۰/۰۰۰۵	≤ ۳	۰/۰۱۲	۰/۰۱۲	۰/۰	۰/۰۰۵	۰/۰۰۹	۰/۰۱	۰/۰۱	۰/۰۱۲
≤ ۰/۱	≤ ۰/۰۰۰۵	≥ ۶	۰/۰۰۶	۰/۰۰۶	۰/۰	۰/۰۰۴	۰/۰۰۵	۰/۰۰۵	۰/۰۰۵	۰/۰۰۶
≥ ۰/۶	≤ ۰/۰۰۰۵	≤ ۳	۰/۰۰۴	۰/۰۰۴	۰/۰	۰/۰۰۲	۰/۰۰۳	۰/۰۰۳	۰/۰۰۳	۰/۰۰۴
≥ ۰/۶	≤ ۰/۰۰۰۵	≥ ۶	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰

پ- ستون با جزییات آرماتور عرضی iii [۱ و ۲]

۵. اثر نیروی فشاری بر ظرفیت تسلیم

- **ستونها: مشابه تیر فولادی، جدولی برای مدلسازی و حدود پذیرش ارائه شده است. در مورد این جدول لازم**

۴-اگر $P > 0.7\,A_g f_{cl}$ ، زاویه دوران خمیری برای کلیه سطوح عملکرد صفر منظور گردد مگر اینکه ستون دارای تنگ‌های با قلاب‌های با زاویه ۱۳۵ درجه و فاصله کم‌تر یا مساوی با $\frac{d}{3}$ می‌باشد و همچنین مقاومت تامین‌شده توسط تنگ‌ها (V_s) حداقل برابر با $\frac{3}{4}$ برش طراحی باشد.

۲. نقش تنگ و جزئیات اجرایی آن در ظرفیت تسلیم

۳. نقش نیروی برشی در ظرفیت تسلیم

۴. عدم پذیرش مد شکست برشی به عنوان شکست نرم (بر خلاف تیر بتنی)

۵. اثر نیروی فشاری بر ظرفیت تسلیم

- **ستونها: مشابه تیر فولادی، جدولی برای مدلسازی و**

جدول (۶-۳): شرایط ستون در جدول (۶-۶) براساس جزییات آرماتور عرضی

	جزییات آرماتور عرضی		
	با جزییات محصورکننده طبق آبا با خم ۱۳۵°	تنگ بسته با خم ۹۰°	سایر حالات (شامل وصله در آرماتورهای عرضی)
$\frac{V_p}{(V_n / k)} \le 0.6$	*i	ii	ii
$0.6 < \frac{V_p}{(V_n / k)} \le 1$	ii	ii	iii
$\frac{V_p}{(V_n / k)} > 1$	iii	iii	iii

* در ستون‌ها با شرایط i ، نسبت $s/d \le 0.5$ و $\rho'' > 0.002$ در ناحیه مفصل خمشی باید برقرار باشد، در غیر این‌صورت ستون با شرایط ii محسوب می‌گردد.

خلاف تیر بتنی)

- **۵. اثر نیروی فشاری بر ظرفیت تسلیم**

تاثیر ترک در کاهش سختی

- ترک بتن در بخشی از مقطع که تحت خمش قرار گرفته باعث کاهش سختی خمشی (و نه برشی) اعضای بتنی مانند تیر، ستون، دیوار برشی و دیوار میشود

تاثیر ترک در کاهش سختی

جدول (۶-۱): مقادیر سختی‌های مؤثر درروش‌های خطی

عضو	سختی محوری	سختی برشی[۱]	سختی خمشی[۲]
تیر غیرپیش‌تنیده	ــــ	GA_w	$0.3E_cI_g$
تیر پیش‌تنیده	ــــ	GA_w	E_cI_g
ستون با بارمحوری فشاری ناشی از بار ثقلی طراحی بزرگ‌تر از $0.5A_gf_c$[۳]	E_cA_g	GA_w	$0.7E_cI_g$
ستون با بار محوری فشاری ناشی از بار ثقلی طراحی کم‌تر از $0.1A_gf_c$ یا بار کششی[۳]	فشار E_cA_g کشش E_sA_s	GA_w	$0.3E_cI_g$
اتصالات تیر به ستون	E_cA_g	بند (۶-۳-۱-۲-۲-۱)	
دیوار بدون ترک (پس از احراز در بازرسی)	E_cA_g	GA_w	$0.8E_cI_g$
دیوار با ترک	E_cA_g	GA_w	$0.5E_cI_g$
دال تخت غیرپیش‌تنیده	ــــ	GA_w	$0.33E_cI_g$
دال تخت پیش‌تنیده	ــــ	GA_w	$0.5E_cI_g$

۱- در سختی برشی مقدار G مدول برشی بتن است که در صورت عدم وجود شواهد آزمایشگاهی می‌توان مقدار آن را برابر $0/4E_c$ درنظر گرفت.

۲- مقدار I_g برای تیرهای T شکل را می‌توان دو برابر مقدار I_g برای جان آن‌ها درنظرگرفت. محاسبه‌ی I_g باید با درنظر گرفتن پهنای مؤثر مطابق بند (۶-۲-۱-۳) انجام شود.

۳- برای ستون‌های با بار محوری مابین حدود داده‌شده در جدول می‌توان از درون‌یابی خطی استفاده کرد یا مقدار محافظه کارانه تر را اختیار کرد.

اعضای مرکب از جان و بال

۶-۲-۱-۳- اعضای متشکل از بال و جان

الف – در اعضایی که شامل بال و جان هستند عملکرد مرکب بال‌ها و جان باید در محاسبه سختی و مقاومت اعضا منظور شود. عرض مؤثر بال فشاری در تیرها و ستون‌ها بر طبق ضوابط فصل دهم و در دیوارها بر طبق ضوابط فصل بیستم آبا محاسبه می‌شود.

ب – در بال فشاری نیروهای محوری و لنگرهای خمشی توسط بتن و میلگردهایی که داخل عرض مؤثر قرار دارند تحمل می‌شوند و در بال کششی تنها میلگردهای طولی مؤثر درنظر گرفته می‌شوند، مشروط بر آن‌که طول مهاری کافی برای آن‌ها تأمین شده باشد.

پ – در محاسبه مقاومت برشی این اعضا تنها مقاومت جان آن‌ها منظور می‌گردد و آن قسمت از بال که بیرون از پهنای جان واقع است در تحمل نیروی برشی مؤثر نیست.

مقاومت

۶-۲-۲- مقاومت و تغییرشکل

مقاومت‌های قطعات دارای تلاش‌های تغییرشکل‌کنترل و نیروکنترل را می‌توان به‌ترتیب مطابق ضوابط بندهای (۶-۲-۲-۱) و (۶-۲-۲-۲) محاسبه کرد. در روش‌های محاسباتی مقاومت اعضا در این دستورالعمل، مقاومت نهایی اسمی آن‌ها براساس ضوابط آبا است که با منظور نمودن ضرایب جزیی ایمنی بتن و فولاد، ϕ_c و ϕ_s، برابر با یک در روابط مربوطه به‌دست می‌آیند.

- **تعیین مقاومت برای حالتهای نرم (کنترل شونده توسط تغییرشکل) مانند لولای خمیری خمشی و برشی بر اساس مقاومت میانگین مصالح (بتن و فولاد) است (بند ۶. ۲. ۲. ۱)، و برای حالتهای ترد (کنترل شونده توسط نیرو) بر اساس مقاومت کرانه پایین (میانگین منهای یک انحراف معیار) مصالح (بند ۶. ۲. ۲. ۲).**

طول گیرایی ناکافی

- **در مواردیکه طول گیرایی میلگرد طولی و طول وصله ضوابط آبا را تامین نکند در محاسبه مقاومت خمشی باید از روابط داده شده برای مقاومت کاسته میلگرد استفاده کرد. برای طول گیرایی ناکافی:**

$$f_s = 1.25\left[\frac{l_b}{l_d}\right]^{\frac{2}{3}} f_{yL}$$

f_s: حداکثر تنشی که می‌تواند در آرماتور با طول گیرایی مستقیم، قلاب‌دار یا طول وصله پوششی، l_b به‌وجود آید، مقدار f_s نباید از تنش تسلیم کران پایین یا مورد انتظار مصالح بیشتر باشد؛

l_d: طول موردنیاز طبق آبا برای طول وصله و طول‌های گیرایی آرماتورهای مستقیم یا قلاب‌دار. طول وصله‌ها را می‌توان برابر طول گیرایی آرماتور مستقیم در کشش درنظر گرفت؛

f_{yl}: تنش تسلیم کران‌پایین آرماتورها.

طول مهار ناکافی

برای طول مهار ناکافی

ب- طول مهار (مدفون) ناکافی: مقاومت میلگردهای آجدار مستقیم که در مقاطع بتنی یا اتصالات تیر- ستون مهارشده و پوشش روی آن‌ها از $3d_b$ کم‌تر نباشد را می‌توان مطابق رابطه‌ی (۶-۳) محاسبه نمود:

$$f_s = \frac{17}{d_b} l_e \leq f_{yl} \qquad (۶-۳)$$

در این معادله f_s حداکثر تنشی است که در میلگردی مهارشده با طول مدفون l_e قابل ایجاد است. d_b قطر میلگرد و f_{yl} تنش تسلیم کرانه‌ی پایین میلگرد است. مقدار f_s نباید بزرگ‌تر از f_{yl} اختیار شود.

اتصال به بتن قدیمی در عملیات بهسازی

در این مورد نشریه الزامات زیر در در نظر میگیرد:

۶-۲-۵-۳ – **آرماتورهای ریشه جدید** (آرماتور زبانه، آرماتور اتصال): آرماتورهای ریشه‌ای را که در حین عملیات بهسازی به سازه اضافه می‌شوند، در صورتی می‌توان فرض کرد که قادر به رسیدن به تنش جاری‌شدن هستند که کلیه شرایط زیر محقق شده باشند:

الف- سوراخ‌های ایجاد شده در بتن جهت آرماتورهای ریشه توسط برس‌های زبر با طولی بیش از طول سوراخ به‌خوبی تمیز شده باشند؛

ب- طول مدفون آرماتور، l_e کم‌تر از $10\ d_b$ نباشد؛

پ- حداقل فاصله‌ی بین آرماتورهای ریشه کم‌تر از $4l_e$ و حداقل فاصله از لبه کم‌تر از $2l_e$ نباشد. در صورتی‌که آرماتورهای ریشه

اتصال به بتن قدیمی در عملیات بهسازی

در این مورد نشریه الزامات زیر در در نظر میگیرد:

این شرایط را اقناع نکنند، مقادیر مقاومت طراحی آن‌ها باید توسط انجام آزمایش مشخص شود. به‌منظور اطمینان از مقاومت‌های طراحی ارائه شده در این بند باید مبادرت به نمونه‌گیری در محل نمود.

۶-۲-۶- اتصال به بتن موجود

می‌توان انواع اتصال‌هایی که برای وصل کردن دو یا چند عضو بتنی به‌کار می‌رود را بسته به نوع سیستم اتصال آن‌ها، به دو نوع «درجا ریخته شده»[۱] و یا «کاشته شده»[۲] تقسیم نمود. برای حصول اطمینان از کفایت طراحی و اجرای اتصال، لازم است اتصالات بین اعضای موجود و اعضای جدید براساس مراجع معتبر (مانند پیوست D آخرین ویرایش آیین‌نامه ACI 318) و یا نتایج آزمایش‌های معتبر کنترل شود.

اتصال به بتن قدیمی در عملیات بهسازی

در این مورد نشریه الزامات زیر در در نظر میگیرد:

۶-۲-۶-۱- سیستم‌های «درجا ریخته شده»

تلاش‌های اعضا در اتصالات درجا ریخته شده، شامل نیروهای برشی، نیروهای کششی، لنگرهای خمشی و غیره، به‌عنوان پارامترهای نیروکنترل درنظر گرفته می‌شوند. حد پایین مقاومت اتصالات باید برابر با مقاومت اسمی نهایی طبق ضوابط آبا منظور گردد.

ظرفیت مهارهایی واقع در محل‌هایی که احتمال ترک‌خوردگی در آن‌جا می‌رود، باید به نصف کاهش داده شود.

۶-۲-۶-۲- سیستم‌های «کاشته شده»

تلاش‌های اعضا در سیستم اتصالات « کاشته شده» به‌عنوان پارامترهای نیروکنترل درنظر گرفته می‌شود. کرانه‌ی پایین ظرفیت مهارهای « کاشته شده» باید براساس مقدار «میانگین منهای یک انحراف معیار» مقادیر نهایی که در گزارش‌های آزمایشگاهی معتبر چاپ شده باشد، تعیین شود.

سیاست کلی نشریه در بهسازی ساختمان بتنی

- سیاست کلی ارائه شده در بند ۶. ۲. ۷ دو راهکار کلی در نظر میگیرد:
  - ۱. تعویض یا بهسازی اجزای آسیب پذیر
  - ۲. انجام بهسازی به نحوی که در شرایط جدید مشکلی برای تامین سطح عملکرد مورد نظر ساختمان ایجاد نشود
- انتخاب راهکار مناسب از میان این دو نقش تعیین کننده ای در طرح بهسازی خواهد داشت و لازم است طراح قبلا با ویژگیهای کار آشنایی نسبی داشته باشد.

سیاست کلی نشریه در بهسازی ساختمان بتنی

۶-۲-۷- ضوابط کلی بهسازی

در صورتی‌که مشخص شود بعضی اعضای بتنی در ساختمان موجود، واجد شرایط لازم جهت تأمین عملکرد انتخابی برای ساختمان نمی‌باشند، این اعضا باید بهسازی یا تعویض شوند و یا این‌که ساختمان باید به‌نحوی بهسازی شود که اعضای فوق‌الذکر در شرایط جدید ساختمان، مشکلی در جهت تأمین سطح عملکرد موردنظر برای ساختمان ایجاد ننمایند. در صورتی‌که تصمیم بر تعویض عضو گرفته شود، عضو جدید باید براساس ضوابط این دستورالعمل طراحی شده و جزییات آن براساس آبا طرح گردد.

اصول و ضوابط این دستورالعمل می‌تواند به‌عنوان معیار بررسی روش‌های بهسازی انتخابی قرار بگیرد تا از تطبیق شرایط ساختمان بهسازی‌شده با سطح عملکرد موردنظر اطمینان حاصل شود. اثرات بهسازی روی سختی، مقاومت و قابلیت تغییر شکل ساختمان باید در ساخت مدل تحلیلی ساختمان بهسازی‌شده منظور شود. با توجه به تغییر شکل‌های مورد انتظار در سطح عملکرد انتخابی، باید سازگاری اعضای موجود و جدید کنترل شود.

مقاومت برشی ستون و اتصال

- طبق ضوابط نشریه ۳۶۰ محاسبه مقاومت اجزای بتنی بر حسب اینکه کنترل شونده توسط تغییرمکان باشند یا نیرو طبق ضوابط آبا و با در نظر گرفتن مقادیر میانگین و کرانه پایین برای مقاومت مصالح صورت میگیرد اما برای مقاومت برشی ستونهایی که ضوابط آبا را رعایت نکنند و مقاومت برشی اتصالات تیر و ستون روابط زیر ارائه شده است.

- مقاومت برشی ستون:

$$V_n = k\frac{A_v f_{yl} d}{S} + k\left[\frac{\sqrt{f_{cl}}}{2M/Vd}\sqrt{1+\frac{2N_u}{\sqrt{f_{cl}}.A_g}}\right]0.8A_g$$

موسسه آموزشی و مهندسی ۸۰۸
آموزشهای تخصصی عمران و معماری

مقاومت برشی ستون و اتصال

k : ضریب اصلاحی که برای نواحی با نیاز شکل‌پذیری کم، متوسط و زیاد به‌ترتیب برابر ۱، ۰/۸۵ و ۰/۷ منظور می‌شود.

A_v : سطح مقطع آرماتورهای عرضی؛

s : فاصله آرماتورهای عرضی؛

d : عمق مؤثر ستون، در مواردی‌که نتوان عمق مؤثر ستون را تعیین نمود، می‌توان آن را برابر $0.8h$ منظور نمود. h بعد ستون در راستای برش می‌باشد؛

f_{cl}: مقاومت فشاری کرانه‌ی پایین بتن برحسب مگاپاسکال؛

f_{yl}: تنش تسلیم کرانه‌ی پایین آرماتور بر حسب مگاپاسکال

M/Vd: بیشترین نسبت لنگر خمشی به برش ضرب‌در عمق مؤثر تحت بارهای طراحی، این نسبت نباید بزرگتر از ۴ و کوچکتر از ۲ منظور شود؛

N_u : نیروی محوری فشاری(برای کشش باید صفر منظور گردد)؛

A_g : سطح مقطع ستون برحسب میلی‌مترمربع؛

مقاومت برشی ستون:

$$V_n = k\frac{A_v f_{yl} d}{S} + k\left[\frac{\sqrt{f_{cl}}}{2M/Vd}\sqrt{1+\frac{2N_u}{\sqrt{f_{cl}}.A_g}}\right]0.8A_g$$

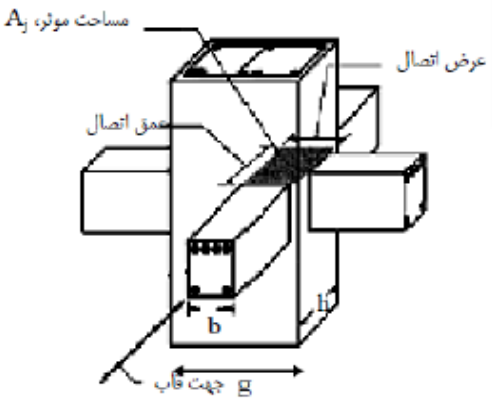
مقاومت برشی ستون و اتصال

- و مقاومت برشی اتصال:

$$V_n = 0.17\gamma\sqrt{f_{cl}}A_j$$

مقاومت برشی ستون و اتصال

A_j: سطح مقطع مؤثر اتصال است که عمق آن برابر بعد ستون، h، در جهت قاب موردنظر و عرض آن برابر کم‌ترین مقدارمعرفی شده در زیر می‌باشد:



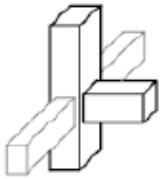
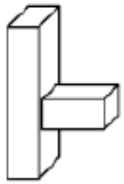
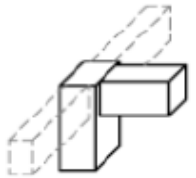
$$V_n = 0.17\gamma\sqrt{f_{c1}}A_j$$

الف- بعد ستون، g؛

ب- عرض تیر، b، به علاوه‌ی عمق اتصال؛

پ- دو برابر کم‌ترین فاصله‌ی عمودی بین محور طولی تیر و کنار ستون، می‌باشد.

جدول (۶-۴): مقدار ضریب اصلاحی γ برای اتصالات تیر و ستون

آرماتور عرضی	اتصالات داخلی با تیر عرضی	اتصالات داخلی بدون تیر عرضی	اتصالات خارجی با تیر عرضی	اتصالات خارجی بدون تیر عرضی	اتصالات زانویی با یا بدون تیر عرضی
					
$s \le h_c/2$	۱۰	۷/۵	۷/۵	۶	۴
$s > h_c/2$	۶	۵	۴	۳	۲

s فاصله آرماتور عرضی در اتصال و h_c بعد ستون

قاب بتنی با میانقاب بنایی

طبق ضوابط نشریه

رفتار یک قاب بتنی دارای میان‌قاب بنایی مقاوم در برابر بار جانبی در صفحه‌ی خودش می‌تواند بر مبنای فرض رفتار ارتجاعی خطی بررسی شود به شرطی که دیوار تحت اثر بارهای جانبی ترک نخورد. دراین حالت، قاب و میان‌قاب‌ها می‌توانند به صورت محیطی همگن در محاسبات درنظرگرفته شوند. در صورتی‌که میان‌قاب تحت اثر بارهای طراحی جانبی ترک بخورد می‌توان در مدل‌سازی قاب را به صورت قابی مهاربندی‌شده که در آن ستون‌ها به عنوان اعضای قائم و تیرها به عنوان کش‌های افقی و میان‌قاب به عنوان مهاربند فشاری معادل عمل می‌نماید، درنظر گرفت. ضوابط مدل‌سازی میان‌قاب به صورت یک عضو فشاری معادل، مطابق ضوابط فصل ۸ می‌باشد.

اعضای قاب باید برای نیروهایی که به آن‌ها در اثر اندرکنش قاب با میان‌قاب مطابق ضوابط فصل ۸ منتقل می‌شود، کنترل شوند.

قاب بتنی با میانقاب بنایی

روش مدلسازی

در قسمت‌های دارای میان‌قاب می‌توان تیرها و ستون‌ها را با استفاده از المان‌های میله‌ای فشاری یا کششی مدل نمود. تیرها و ستون‌ها در قسمت‌های بدون میان‌قاب باید طبق ضوابط مربوط در بندهای (۶-۳-۱)، (۶-۳-۲) و (۶-۳-۴) مدل‌سازی شوند. مدل به‌کاررفته باید امکان بررسی رفتار غیرارتجاعی در طول اعضا را داشته باشد.

۱- برای تیرها و ستون‌ها در قسمت‌های بدون میان‌قاب، که چرخش در منطقه‌ی مفصل خمیری خمشی به عنوان تغییرشکل کلی اختیار می‌شود، ظرفیت‌های چرخش مفاصل خمیری از جدول (۶-۱۷) حاصل می‌شود؛

۲- برای میان‌قاب‌های مصالح بنایی، تغییرشکل‌های کلی و نقاط کنترل مطابق ضوابط فصل ۸ به‌دست می‌آیند؛

۳- برای تیرها و ستون‌ها در قسمت با میان‌قاب، که تغییر طول محوری اعضا به عنوان تغییرشکل کلی درنظرگرفته می‌شود مقادیر ظرفیت‌های کرنشی کششی و فشاری باید مطابق جدول (۶-۱۴) در نظر گرفته شود.

موسسه آموزشی و مهندسی ۸۰۸
آموزشهای تخصصی عمران و معماری

قاب بتنی با میانقاب بتنی

- طبق ضوابط نشریه:

- مقاومت:

قاب بتنی با میانقاب بتنی

طبق ضوابط نشریه:

مدل تحلیلی باید با درنظرگرفتن سختی و مقاومت نسبی قاب و میان‌قاب و نیز سطح تغییرشکل‌ها و آسیب‌های نظیر آن سطح، ساخته شود. برای سطوح تغییرشکلی کم، در صورتی‌که قاب نسبتا انعطاف‌پذیر باشد، قاب دارای میان‌قاب را می‌توان به صورت یک دیوار برشی مدل نمود و اثر بازشوها را نیز در رفتار دیوار ملحوظ نمود.

برای حالات دیگر، سیستم قاب- میان‌قاب را می‌توان به صورت یک قاب با مهاربندی، مشابه آنچه برای قاب‌های بتنی با میان‌قاب بنایی در بند (۶-۳-۳-۲) گفته‌شده مدل‌سازی کرد.

قاب بتنی با میانقاب بتنی

مقاومت‌های اعضای بتن مسلح باید براساس ضوابط کلی بند (۶-۲-۲) و با درنظرگرفتن سایر ضوابط این فصل محاسبه شوند. در محاسبه‌ی مقاومت‌ها توجه به نکات زیر لازم است:

۱- محدودیت‌هایی که توسط تیرها، ستون‌ها و اتصالات در قسمت‌های بدون میان‌قاب در قاب ایجاد می‌شود؛

۲- ظرفیت کششی و فشاری ستون‌ها اگر به صورت اعضای مرزی برای قاب با میان‌قاب عمل نمایند؛

۳- نیروهای موضعی واردشده از میان‌قاب به قاب؛

۴- مقاومت میان‌قاب؛

۵- اتصالات به اعضای مجاور.

دربرآورد مقاومت‌های میان‌قاب‌های موجود باید مقاومت برشی میان‌قاب را نیز درنظرداشت. برای محاسبه‌ی مقاومت برشی یک قسمت از دیوار می‌توان از روش ارایه‌شده در بند (۶-۴-۱-۲-۳) استفاده کرد.

اگر فرض می‌شود که قاب و میان‌قاب بتنی با هم به صورت یک دیوار یکپارچه عمل می‌نمایند، مقاومت خمشی به پیوستگی آرماتورهای عمودی در:

(۱) ستون‌ها که به عنوان اجزای مرزی عمل می‌کنند .

(۲) در دیوارها شامل مهار آرماتورهای میان‌قاب در قاب، بستگی دارد.

قاب بتنی با میانقاب بتنی

مقاومت برشی مذکور در بند ۶. ۴. ۱. ۲. ۳:

مقاومت برشی اسمی دیوار برشی یا قطعه‌ی دیوار، باید براساس ضوابط آبا با فرض ضرایب ایمنی جزئی برابر ۱ تعیین شود. در تعیین مقاومت نباید محدودیت تعداد شبکه آرماتور برای ساختمان موجود بکار برده شود. برای این حالت، تفاوتی بین مقاومت‌های برشی جاری‌شدن و اسمی‌که متناظر با نقاط B و C در شکل (۶-۱) می‌باشند، وجود ندارد.

موسسه آموزشی و مهندسی ۸۰۸
آموزشهای تخصصی عمران و معماری

قاب بتنی با میانقاب بتنی

مدل میله ای تیرها و ستونها (از جمله اعضای پیرامونی میانقاب):

جدول (۶-۱۴): پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش برای روش‌های غیرخطی– قاب‌های بتن مسلح با میان‌قاب

شرایط	پارامترهای مدل‌سازی [۱]			معیارهای پذیرش				
	کرنش خمیری		نسبت مقاومت باقیمانده	کرنش کل				
				سطح عملکرد				
					نوع عضو			
					اصلی		غیر اصلی	
	a	b	c	IO	LS	CP	LS	CP
الف – ستون‌هایی که به صورت میله‌ی فشاری مدل‌شده باشند [۳]								
ستون‌هایی که در تمام طول محصور باشند [۲]	۰/۰۲	۰/۰۴	۰/۴	۰/۰۰۳	۰/۰۱۵	۰/۰۲۰	۰/۰۳	۰/۰۴
بقیه‌ی موارد	۰/۰۰۳	۰/۰۱	۰/۲	۰/۰۰۲	۰/۰۰۲	۰/۰۰۳	۰/۰۱	۰/۰۱
ب – ستون‌هایی که به صورت میله کششی مدل‌شده باشند [۳]								
ستون‌هایی بدون وصله یا با وصله‌های به طور مناسب محصورشده	۰/۰۵	۰/۰۵	۰/۰	۰/۰۱	۰/۰۳	۰/۰۴	۰/۰۴	۰/۰۵
بقیه‌ی موارد	به زیرنویس مراجعه شود [۲]	۰/۰۳	۰/۲	به زیرنویس مراجعه شود [۴]			۰/۰۲	۰/۰۳

روش دیگر برای محاسبه مقاومت میانقاب بتنی

- کمیته ساختمانهای بلند امریکا (۵۳) رابطه زیر را برای محاسبه مقاومت برشی میانقاب بتنی پیشنهاد می‌کند
  - قبل از ترک فقط تابع مقاومت بتن

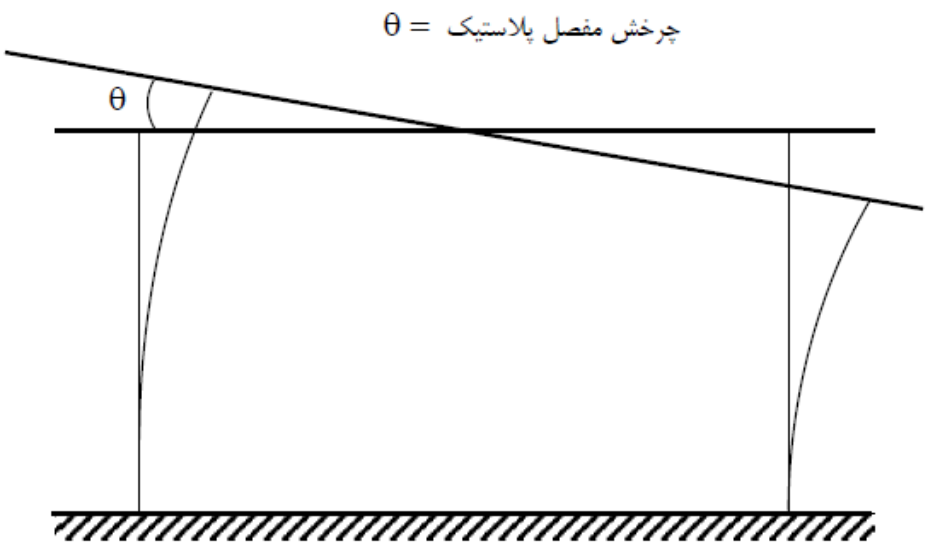
$$V_c = 0.1 t l f_c'$$

  - بعد از ترک فقط تابع مقاومت میلگردها

$$V_w = \rho_w t l f_y \le 0.18 t l f_c'$$

دیوار برشی

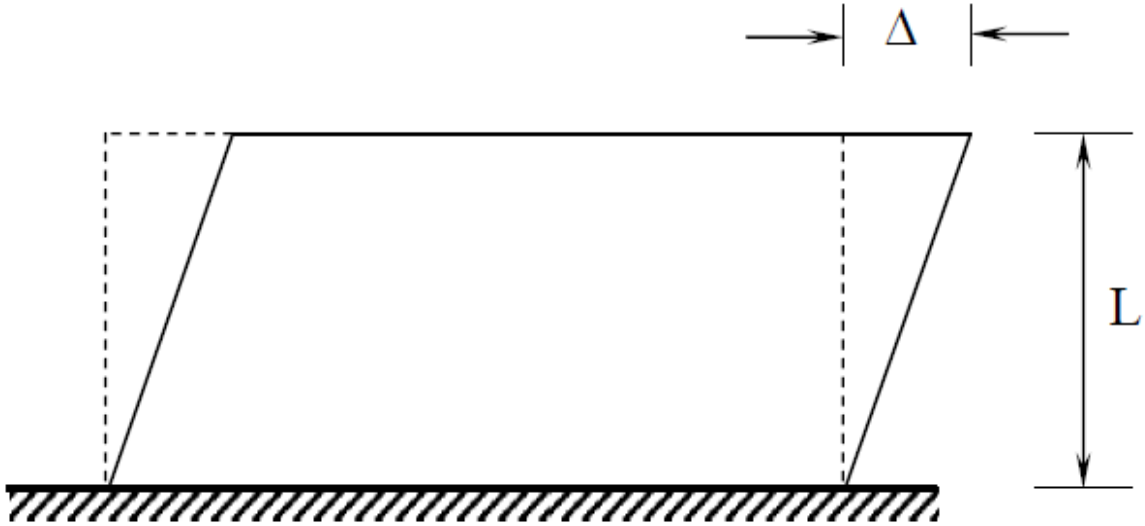
- دوران خمشی دیوار
- دوران برشی دیوار



شکل (۶-۶): چرخش مفصل خمیری در دیوار برشی برای حالتی که خمش بر رفتار غیرارتجاعی حاکم است.

دیوار برشی

- دوران خمشی دیوار
- دوران برشی دیوار



شکل (۶-۷): تغییرمکان نسبی در دیوار برشی برای حالتی که برش بر رفتار غیرارتجاعی حاکم است

$$\theta = \frac{\Delta}{L}$$

دیواربرشی: پارامترهای مدلسازی و پذیرش

جدول (۶-۱۷): پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش برای روش‌های غیرخطی– اعضای کنترل‌شونده با خمش

شرایط			پارامترهای مدل‌سازی			معیارهای پذیرش[۷و۸]				
			زاویه‌ی دوران خمیری، رادیان		نسبت مقاومت باقیمانده	زاویه‌ی دوران خمیری، رادیان				
						سطح عملکرد				
						نوع عضو				
						اصلی		غیر اصلی		
$\frac{[A_s - A'_s]f_{yl} + P}{t_w l_w f_{cl}}$[۵]	$\frac{12V}{t_w l_w \sqrt{f_c}}$[۴]	محصور شدگی مرزی[۱]	a	b	c	IO	LS	CP	LS	CP
الف – دیوارهای برشی										
≤ ۰/۱	≤ ۴	بله	۰/۰۱۵	۰/۰۲۰	۰/۷۵	۰/۰۰۵	۰/۰۱۰	۰/۰۱۵	۰/۰۱۵	۰/۰۲۰
≤ ۰/۱	≥ ۶	بله	۰/۰۱۰	۰/۰۱۵	۰/۴۰	۰/۰۰۴	۰/۰۰۸	۰/۰۱۰	۰/۰۱۰	۰/۰۱۵
≥ ۰/۲۵	≤ ۴	بله	۰/۰۰۹	۰/۰۱۲	۰/۶۰	۰/۰۰۳	۰/۰۰۶	۰/۰۰۹	۰/۰۰۹	۰/۰۱۲
≥ ۰/۲۵	≥ ۶	بله	۰/۰۰۵	۰/۰۱۰	۰/۳۰	۰/۰۰۱۵	۰/۰۰۳	۰/۰۰۵	۰/۰۰۵	۰/۰۱۰
≤ ۰/۱	≤ ۴	خیر	۰/۰۰۸	۰/۰۱۵	۰/۶۰	۰/۰۰۲	۰/۰۰۴	۰/۰۰۸	۰/۰۰۸	۰/۰۱۵
≤ ۰/۱	≥ ۶	خیر	۰/۰۰۶	۰/۰۱۰	۰/۳۰	۰/۰۰۲	۰/۰۰۴	۰/۰۰۶	۰/۰۰۶	۰/۰۱۰
≥ ۰/۲۵	≤ ۴	خیر	۰/۰۰۳	۰/۰۰۵	۰/۲۵	۰/۰۰۱	۰/۰۰۲	۰/۰۰۳	۰/۰۰۳	۰/۰۰۵
≥ ۰/۲۵	≥ ۶	خیر	۰/۰۰۲	۰/۰۰۴	۰/۲۰	۰/۰۰۱	۰/۰۰۱	۰/۰۰۲	۰/۰۰۲	۰/۰۰۴

موسسه آموزشی و مهندسی ۸۰۸
آموزشهای تخصصی عمران و معماری

دیواربرشی: پارامترهای مدلسازی و پذیرش

۱- جزء لبه را در حالتی می‌توان محصور شده فرض کرد که میلگردهای افقی از ۷۵٪ مقدار مورد نیاز براساس ACI 318 بیشتر بوده و فاصله‌ی میلگردهای افقی از $8\,d_b$ بیشتر نباشد. در حالتی که جزء لبه حداقل ۵۰٪ ملزومات ارائه شده در ACI 318 را داشته باشد و فاصله‌ی میلگردهای افقی از $8\,d_b$ بیشتر نباشد، می‌توان پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش را ۸۰٪ مقادیر حالت محصور شده در نظر گرفت. در غیر این‌صورت باید جزء لبه محصور نشده فرض شود.

۲- در مورد تیرهای کوپله اعضای غیراصلی با دهانه‌های کم‌تر از ۲/۵ متر در صورتی‌که آرماتورهای تحتانی آن‌ها به طور ممتد در دیوارهای دو طرف قرار داشته باشند می‌توان مقادیر جدول را دو برابر نمود.

۳- منظور از آرماتور طولی، آرماتورهای واقع در بالا و پایین تیرهای کوپله‌کننده‌ی موازی محور طولی آن می‌باشد. شرایط آرماتورهای عرضی «واجد شرایط» عبارتند از: (الف) در تمام طول تیر کوپله‌کننده خاموت‌های بسته در فاصله‌ی کم‌تر یا مساوی $\frac{d}{3}$ از هم قرار داشته باشند، (ب) مقاومت تامین‌شده V_s توسط خاموت‌های بسته حداقل برابر با $\frac{2}{3}$ مقاومت برشی موردنیاز تیر کوپله‌کننده باشد.

۴- V برش طراحی است که بر اساس ضابطه بند(۶-۳-۱-۲-۴-۱)تعیین می‌شود.

۵- نیروی محوری P بر اساس ضابطه بند (۶-۳-۱-۲-۴-۱) تعیین می‌شود

۶- در روابط فوق نیرو برحسب نیوتن و طول برحسب میلی‌متر است .

۷- در صورتی که تحلیل استاتیکی غیرخطی با استفاده از روش کامل طبق توضیحات بند (۳-۴-۳-۱) انجام شود، تلاش‌های اعضای اصلی و غیر اصلی باید توسط معیار پذیرش اعضای غیراصلی کنترل شود.

۸- درون‌یابی خطی بین مقادیر جدول مجاز است.

دیواربرشی: پارامترهای مدلسازی و پذیرش

جدول (۶-۱۸): پارامترها مدل‌سازی و معیارهای پذیرش برای روش‌های غیرخطی– اعضای کنترل‌شونده با برش

شرایط	پارامترهای مدل–سازی					معیارهای پذیرش				
	تغییر مکان نسبی کل (٪) یا زاویه‌ی دوران خمیری، رادیان[1و8]			نسبت مقاومت		تغییر مکان نسبی کل (٪) یا زاویه‌ی دوران خمیری، رادیان				
						سطح عملکرد				
						نوع عضو				
						اصلی		غیر اصلی		
	d	E	g	c	f	IO	LS	CP	LS	CP
الف – دیوارهای برشی یا قطعات دیوار[2]										
$\frac{[A_s - A_s']f_{yl} + P}{t_w l_w f_{cl}} \le 0.05$[6]	۱/۰	۲/۰	۰/۴	۰/۲	۰/۶	۰/۴	۰/۷۵	۱/۰	۱/۵	۲/۰
$\frac{[A_s - A_s']f_{yl} + P}{t_w l_w f_{cl}} > 0.05$[6]	۰/۷۵	۱/۰	۰/۴	۰/۰	۰/۶	۰/۴۰	۰/۵۵	۰/۷۵	۰/۷۵	۱/۰
ب – تیرهای کوپله‌کننده‌ی دیوارهای برشی[3]										
آرماتورهای طولی و عرضی[4]										
$\frac{12V}{t_w l_w \sqrt{f_{cl}}}$[5]										
آرماتور طولی و آرماتور عرضی واجد شرایط	۰/۰۲	۰/۰۳۰		۰/۶۰		۰/۰۰۶	۰/۰۱۵	۰/۰۲۰	۰/۰۲۰	۰/۰۳۰
	۰/۰۱۶	۰/۰۲۴		۰/۳۰		۰/۰۰۵	۰/۰۱۲	۰/۰۱۶	۰/۰۱۶	۰/۰۲۴
آرماتور طولی و آرماتور عرضی فاقد شرایط	۰/۰۱۲	۰/۰۲۵		۰/۴۰		۰/۰۰۶	۰/۰۰۸	۰/۰۱۰	۰/۰۱۰	۰/۰۲۰
	۰/۰۰۸	۰/۰۱۴		۰/۲۰		۰/۰۰۴	۰/۰۰۶	۰/۰۰۷	۰/۰۰۷	۰/۰۱۲

دیواربرشی: پارامترهای مدلسازی و پذیرش

۱- در مورد دیوارهای برشی و قطعات دیوار از تغییرمکان نسبی و در مورد تیرهای کوپله‌کننده از دوران عضو استفاده شود. به شکل‌های ۶-۷ و ۶-۸ مراجعه شود.

۲- برای دیوارهای برشی و قطعات دیواری که رفتار غیرارتجاعی آن‌ها توسط برش کنترل می‌شود، نیروی محوری عضو باید کم‌تر یا مساوی $۰/۱۵\,A_g f_{cl}$ باشد، در غیر این صورت قطعه نیروکنترل فرض می‌شود.

۳- در مورد تیرهای کوپله اعضای غیراصلی با دهانه‌های کم‌تر از ۲/۵ متر در صورتی‌که آرماتورهای تحتانی آن‌ها به طور ممتد در دیوارهای دو طرف قرار داشته باشند می‌توان مقادیر جدول را دو برابر نمود.

۴- منظور از آرماتور طولی، آرماتورهای واقع در بالا و پایین تیرهای کوپله‌کننده‌ی موازی محور طولی آن می‌باشد. شرایط آرماتورهای عرضی «واجد شرایط» عبارتند از: (الف) در تمام طول تیر کوپله‌کننده خاموت‌های بسته در فاصله‌ی کم‌تر یا مساوی $\frac{d}{3}$ از هم قرار داشته باشند، (ب) مقاومت تامین‌شده V_s توسط خاموت‌های بسته حداقل برابر با $\frac{۳}{۴}$ مقاومت برشی موردنیاز تیر کوپله‌کننده باشد.

۵- V برش طراحی است که بر اساس ضابطه بند(۶-۳-۱-۲-۴-۱)تعیین می‌شود.

۶- نیروی محوری P بر اساس ضابطه بند(۶-۳-۱-۲-۴-۱)تعیین می‌شود.

۷- در روابط فوق نیرو برحسب نیوتن و طول برحسب میلی‌متر است .

۸- در صورتی که تحلیل استاتیکی غیرخطی یا استفاده از روش کامل طبق توضیحات بند (۳-۴-۳-۱) انجام شود، تلاش‌های اعضای اصلی و غیر اصلی باید توسط معیار پذیرش اعضای غیراصلی کنترل شود.

دیوار برشی: مقاومت خمشی

- نشریه ۳۶۰ الزام نموده است مقاومت خمشی دیوار برشی طبق ضوابط آبا محاسبه شود بدون در نظر گرفتن ضرایب کاهش مقاومت برای فولاد و بتن. طبق ضوابط آبا مقاومت خمشی دیوار مشابه اعضای خمشی محاسبه میگردد (تیر یا ستون بسته به مقدار نیروی محوری).
- برای دیوارهای برشی که میزان نیروی محوری خیلی زیاد نباشد رابطه زیر از دقت مناسبی برخوردار است:

$$M_n = 0.5 A_s f_y l_w \left(1 + \frac{N}{A_s f_y}\right)\left(1 - \frac{c}{l_w}\right)$$

$$\frac{c}{l_w} = \frac{q + \alpha}{2q + 0.85\beta_1} \qquad q = \frac{A_s f_y}{l_w t f_c'} \qquad \alpha = \frac{N_u}{l_w t f_c'}$$

دیوار برشی: مقاومت خمشی

- نشر
  روابط
  آبا
  فولاد
  و ب
  محا
- برای
  رابطه
  زیر

A_s سطح میلگردهای قائم، f_y تنش تسلیم میلگرد، N نیروی فشاری قائم وارد به دیوار، l_w طول افقی دیوار، t کلفتی دیوار، c فاصله دورترین تار فشاری تا تار خنثی و f'_c مقاومت فشاری بتن است. β_1 برای f'_c کوچکتر یا مساوی ۲۸۰ kg/cm^2 برابر ۰/۸۵ است و برای مقادیر بزرگتر، به ازاء هر ۷۰ kg/cm^2 افزایش مقاومت، ۰/۰۵ کاهش در β_1 منظور می‌شود.

$$M_n = 0.5 A_s f_y l_w \left(1 + \frac{N}{A_s f_y}\right)\left(1 - \frac{c}{l_w}\right)$$

$$\frac{c}{l_w} = \frac{q + \alpha}{2q + 0.85\beta_1} \qquad q = \frac{A_s f_y}{l_w t f'_c} \qquad \alpha = \frac{N_u}{l_w t f'_c}$$

دیوار برشی: مقاومت برشی

$$V_n = V_c + V_s \le A_{cv}(2.65\sqrt{f'_c}) \qquad kg/cm^2$$

$$V_s = \rho_n A_{cv} f_y$$

$$V_c = A_{cv}(0.53\sqrt{f'_c}) \qquad kg/cm^2$$

ρ_n نسبت سطح میلگردهای افقی به سطح مقطع قائم دیوار و f_y تنش تسلیم میلگرد و f'_c مقاومت فشاری بتن بر حسب kg/cm^2 و A_{cv} سطح مقطع افقی دیوار بر حسب متر مربع است.

دیوار برشی

گزیده برخی از نکات مهم مورد اشاره در نشریه ۳۶۰:

مقدار مقاومت خمشی اسمی دیوارهای برشی یا قطعات دیوار، باید طبق اصول ارایه‌شده در آبا و با فرض ضرایب ایمنی جزیی برابر یک محاسبه شود. در محاسبه مقاومت خمشی اسمی، از عرض‌های مؤثر بال‌های فشاری و کششی مطابق بند (۲۰-۵-۳-۱-۴) آبا می‌توان استفاده کرد. برای تعیین مقاومت جاری‌شدن خمشی دیوار برشی، که با نقطه‌ی B در شکل (۶-۱- الف) مشخص است، تنها باید میلگردهای طولی واقع در جزء لبه درنظرگرفته شوند. در صورتی‌که دیوار فاقد اجزای لبه باشد، تنها میلگردهایی که در ۲۵٪ انتهایی مقطع دیوار قرار دارند باید در محاسبه مقاومت تسلیم دخالت داده شوند. برای محاسبه‌ی مقاومت خمشی اسمی دیوار که با نقطه‌ی C در شکل (۶-۱-الف) متناظر است، تمام میلگردهای طولی (شامل میلگرهای جان) باید در محاسبه دخالت داده شوند. در کلیه‌ی محاسبات مربوط به محاسبه‌ی مقاومت خمشی، مقاومت تسلیم آرماتورهای طولی باید برابر مقاومت تسلیم مورد انتظار درنظرگرفته شود تا اثرات اضافه مقاومت و سخت‌شدگی کرنش، ملحوظ شود. نیروی محوری واردشده بر دیوار باید شامل اثرات بارهای ثقلی مطابق ضوابط فصل ۳ باشد.

دیوار برشی

گزیده برخی از نکات مهم مورد اشاره در نشریه ۳۶۰:

اگر درصد میلگرد افقی یک دیوار برشی یا قطعه‌ی دیواری، ρ_h ، کم‌تر از ۰/۰۰۲۵ ولی بیشتر از ۰/۰۰۱۵ و فاصله میلگردها از یکدیگر کمتر از ۴۵ سانتیمتر باشد، در محاسبه‌ی مقاومت برشی دیوار می‌توان اثر میلگردها را منظور نمود. برای درصد میلگردهای افقی کمتر از ۰/۰۰۱۵، سهم آرماتور دیوار در مقاومت برشی دیوار را می‌توان مقدار ثابتی براساس مقدار حاصل از ρ = ۰/۰۰۱۵ در نظر گرفت.

دیوار برشی

گزیده برخی از نکات مهم مورد اشاره در نشریه ۳۶۰:

نشان داده شود که وجود رفتارهای غیرارتجاعی دیگر برای بعضی سطوح عملکرد قابل توجیه می‌باشد. برای دیوارها و قطعات دیواری که در آنها $P_u > 0/35\ P_0$ است، رفتار باید ارتجاعی منظور شود و رفتار غیرارتجاعی برای آنها قابل قبول نیست.