



عملکرد ساختمانهای متعارف در زلزله چنگوره - آوج و بررسی روش تقویت لرزه‌ای آنها

دکتر حسن مقدم
استاد رانشگاه صنعتی شریف

چکیده

در زلزله چنگوره - آوج یکبار دیگر شاهد ویرانی ساختمانهای متعارف از جمله ساختمانهایی که با گل، خشت خام و یا آجر، با و بدون اسکلت فولادی ساخته شده‌اند بودیم. در این مقاله رفتار لرزه‌ای این نوع ساختمانها مورد بحث قرار گرفته است. با بررسی زمینساخت لرزه‌ای ایران نشان داده‌ایم که وقوع زلزله‌هایی نظیر زلزله چنگوره - آوج در یک دوره ۱۰ ساله از احتمال بسیار بالایی برخوردار است و در چنین زلزله‌هایی نیروی قابل توجهی به ساختمانهای متعارف وارد می‌شود که معولاً فراتر از حد تحمل است و به خرابی می‌انجامد. در این مقاله روش برآورد مقاومت ساختمانهای با مصالح بنایی تشریح شده است و با توجه به کاستی مقاومت این نوع سازه در برابر نیروی ارجاعی زلزله، روش‌های مقاومت شامل تسليح و کلاف‌بندی توضیح داده شده‌اند که در آن از نتایج تحقیقات انجام شده برروی دیوارهای آجری مسلح بهره گرفته شده است. همچنین نشان داده شده که کلاف بندی دیوار آجری روش مناسب و مؤثری برای افزایش مقاومت و نرمی (شکل پذیری) است و نحوه محاسبه مقاومت دیوار کلاف بندی شده توضیح داده شده است. علاوه بر این، رفتار ساختمانهای اسکلت فولادی متعارف که در آنها از اتصال خرجینی استفاده شده تشریح گردیده و حالت شکست این نوع اتصال در زلزله تشریح شده است. سرانجام با استفاده از نتایج تحقیقات انجام شده برروی اتصال خرجینی، شیوه‌های تقویت آن معرفی گردیده است.

مقدمه

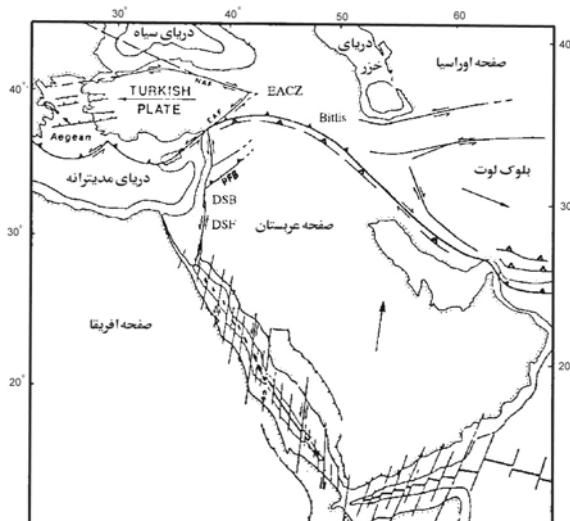
در زلزله چنگوره - آوج همچون گذشته یکبار دیگر شاهد ویرانی ساختمانهای متعارف بودیم. این زلزله در ساعت ۷ و ۲۸ دقیقه صبح روز شنبه اول تیرماه ۱۳۸۱ بخش‌هایی از استانهای قزوین، همدان و زنجان را لرزاند و به بیش از ۲۵۰ روستا خسارت وارد ساخت. بزرگی این زلزله توسط سازمان زمین‌شناسی امریکا (USGS) برابر ۶/۵ و مختصات مرکز آن

$E_{\text{N}} = 35/67$ اعلام شده است. عمق زلزله بین ۵ تا ۱۰ کیلومتر برآورد شده است. دستگاه‌های شتابنگار فراوانی تکان اصلی و پسلرزه‌ها را ثبت کرده‌اند. طبق بررسیهای اولیه بیشترین شتاب ثبت شده برابر $0.5g$ است که مربوط به ایستگاه آوج در فاصله ۲۵ کیلومتری از مرکز مهلزه‌ای زلزله مزبور است. براساس بررسی شتابنگاشتهای بدست آمده در تکان اصلی و سه پسلرزه بعدی، کانون زمین لرزه در حوالی روستای چنگوره اعلام و شدت زلزله در این روستا برابر $VIII$ تا $VIII+$ درجه مرکالی اصلاح شده برآورد شده است (۱۷). در این مقاله ابتدا با بررسی لرزه زمینساخت ایران روشن ساخته‌ایم که امکان وقوع زلزله‌های متوسطی همچون زلزله چنگوره بسیار بالا است. همچنین مشخص نموده‌ایم که ساختمانهای ساخته شده با مصالح بنایی با و بدون اسکلت گونه‌های غالب ساختمانی در روستاهای شهرهای ایران کنونی را تشکیل می‌دهند. نقطه ضعف هریک از این گونه‌ها در برابر زلزله مورد بررسی قرار گرفته و روشهای برآورد مقاومت و نحوه مقاومسازی برای آنها تشریح شده است.

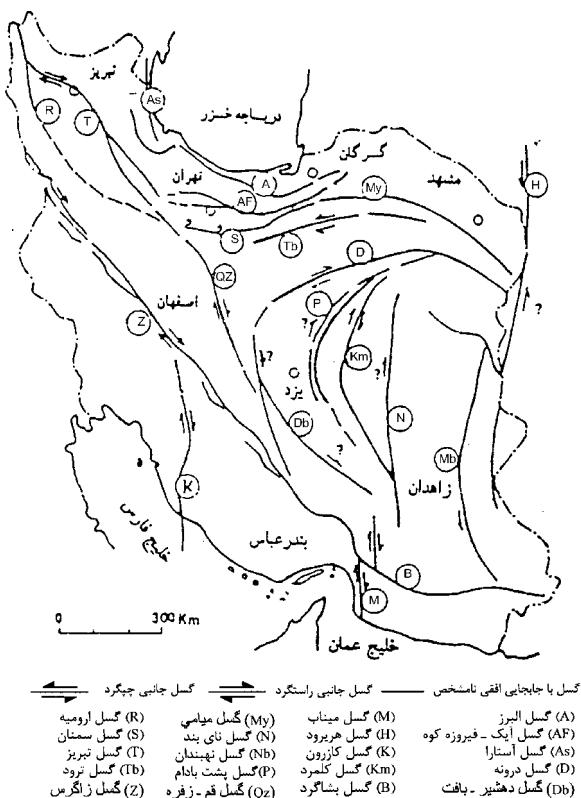
لرزه‌خیزی ایران

فلات ایران تقریباً در مرکز کمربند خشک و بزرگ اوراسیا قرار گرفته و به طور متوسط ۸۰۰ تا ۱۰۰۰ متر از سطح دریا بلندتر است و از تمام جهات به وسیله رشته کوههای مرتفعی احاطه شده است. فلات ایران به سیستم بزرگ کوههای چین خورده اوراسیا وابسته است: بدین ترتیب که دیواره کوهستانی البرز و رشته کوههای خراسان در شمال ایران، تحت تأثیر گرههای کوهستانی عظیم فلات ارمنستان و آذربایجان از طرف غرب و هندوکش از شرق تا ارتفاع ۵۶۷۰ متر (دماؤند) سر برافراشته است. کوههای زاگرس در جنوب غربی و جنوب و نیز امتداد آن، یعنی کوههای ساحلی جنوب شرق ایران (کوههای مکران)، بخش داخلی ایران را احاطه نموده‌اند.

در دوره زمین‌شناسی میوسن میانی (حدود ۲۶ میلیون سال پیش) جوش خودگی نهایی بین صفحات عربستان و اوراسیا ابتدا سبب بالا آمدگی و ضخیم شدگی در زاگرس و بیتلیس (در ترکیه) گردید و به دنبال آن حرکت مستقل صفحه عربستان نسبت به آفریقا را متوقف نمود، یعنی از این پس صفحه عربستان با سرعت صفحه آفریقا به سوی اورا سیا حرکت می‌کرد. در دوره زمین‌شناسی پلیوسن آغازین (۶ میلیون سال پیش) و مقارن با آغاز مرحله دوم کشیدگی در دریای سرخ و تشکیل پوسته دریایی در آن، قابلیت تحمل فشار در منطقه جوش خورده، به صورت بالا آمدگی و ضخیم شدگی به پایان رسید و گوههای قاره‌ای محدود در گسل‌های متقاطع به حرکت به سمت خارج واداشته شدند. همانطور که در شکل ۱ دیده می‌شود صفحه ترکیه، محدود بین گسل‌های شمال و شرق آناتولی، به سمت غرب به حرکت درآمد و بلوک لوت، محدود بین گسل‌های راستگرد زاگرس و گسل‌های چپگرد شمال ایران (البرز)، به سمت شرق حرکت کرد. فلات ایران جزو مناطق لرزه‌خیز جهان است و در آن زمینلرزه‌های قاره‌ای ایجاد می‌شوند. کشور ایران در قسمت میانی کمربند کوههای آلب-هیمالیا واقع شده است و هنوز تحت تأثیر حرکات کوههای آلب پایانی می‌باشد. از طرف دیگر حرکات صفحه عربستان به طور دائمی به صفحه ایران تنش وارد می‌کند و فرو نشینی مکران در جنوب و باز شدن صفحه اقیانوس هند نیز سبب زیرراندگی صفحه اقیانوسی به زیر منطقه مکران می‌گردد. مجموعه این شرایط سبب بهم خوردن تعادل پوسته ایران می‌گردد و اثر آن به صورت جابجایی در طول شکستگیهای قدیمی و بروز زمینلرزه مشاهده می‌شود. همانطور که در شکل ۲ می‌بینیم گسل‌های ایران به طور کلی دارای روندهای شمالی-جنوبی (امتداد ایران شرقی)، شمال غرب-جنوب شرق (امتداد ناحیه زاگرس) و شمال شرق-جنوب غرب (امتداد البرز شرقی) می‌باشند. گسل‌هایی که در طول دوره کواترنر (از ۲ میلیون سال پیش تا کنون) فعالیت نسبتاً مهمی داشته‌اند عبارتند از: گسل‌های آغالجاری، دامغان، البرز، آستانه، ترود، شمال تبریز، شاهروود، کازرون، کوه بنان کرمان، عباس آباد.



شکل ۱ نقشه صفحات زمین‌ساخت خاورمیانه و حرکات نسبی آنها



شکل ۲ گسل‌های مهم ایران

زلزله‌های با بزرگی بیش از $6/5$ که در فاصله سالهای 1900 تا 1980 میلادی رخ داده اند در جدول ۱ نشان داده شده‌اند. برای بدست آوردن دوره بازگشت زلزله‌های با بزرگی بیش از $6/5$ با توجه به اینکه 33 زلزله بزرگتر از $6/5$ ریشتر در فاصله سالهای 1900 تا 1980 داشته‌ایم دوره بازگشت این زلزله‌ها برابر است با $T = 80/33 = 2.41$ سال

بدین ترتیب احتمال رخداد حداقل یک زلزله با بزرگی بیش از $6/5$ در کشورمان در یک دوره 10 ساله برابر است با

$$Na = 33/80 = 0.412$$

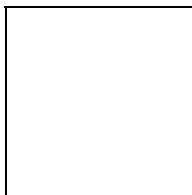
ملاحظه می شود که احتمال وقوع چنین زلزله ای نزدیک به ۹۹٪ است. با توجه به اینکه رخداد یک زلزله ۶/۵ ریشتری نظیر زلزله چنگوره - آوج ۱۳۸۱ براحتی میتواند ساختمانهای روستایی و شهری را که با مصالح بنایی ساخته شده اند ویران سازد اهمیت توجه به خطر زلزله از سوی مسئولان، دست اندر کاران و مردم بیش از پیش روش میگردد.

جدول ۱ زلزله های با بزرگی بیش از ۶/۵ در فاصله سالهای ۱۹۰۰ تا ۱۹۸۱

سال	محل وقوع	بزرگی	تلفات	خسارات
۱۲۷۸	سیلاخور	۷/۴	۸۰۰۰	۶۴ روستا ویران
۱۲۹۰	راور	۶/۷	نامعلوم	نامعلوم
۱۳۰۲	جنورد	۶/۵	نامعلوم	نامعلوم
۱۳۰۲	قلعه عسکر	۶/۹	نامعلوم	نامعلوم
۱۳۰۶	بلوچستان	۶/۵	نامعلوم	نامعلوم
۱۳۰۸	باغان- گرماب	۷/۱	نامعلوم	نامعلوم
۱۳۰۸	بلوچستان	۶/۵	نامعلوم	نامعلوم
۱۳۰۹	سلماس	۷/۲	۲۵۱۴	۶۰ روستا ویران
۱۳۱۰	زنگور	۶/۵	نامعلوم	نامعلوم
۱۳۱۳	بلوچستان	۷/۱	نامعلوم	نامعلوم
۱۳۱۴	البرز(کیاس)	۶/۷	نامعلوم	نامعلوم
۱۳۲۶	دوست آباد خراسان	۷	نامعلوم	نامعلوم
۱۳۲۷	عشق آباد	۷/۲	نامعلوم	نامعلوم
۱۳۳۱	ترود	۶/۵	۱۸۳	۲۰۰ روستا ویران
۱۳۳۵	گوده	۶/۷	نامعلوم	نامعلوم
۱۳۳۶	سنگچال	۷/۳	نامعلوم	نامعلوم
۱۳۳۶	فارسیج	۷/۲	۱۱۳۰	۲۰۰ روستا ویران
۱۳۳۷	نهاوند	۶/۷	۱۹۱	۱۱۰ روستا خسارت دیدند
۱۳۳۹	لار	۶/۱	۴۰۰	۷۵٪ شهر لار ویران شد
۱۳۴۰	دهکویه	۶/۸	نامعلوم	۴۰٪ شهر ویران شد
۱۳۴۱	بوئین زهرا	۷/۲	۱۰۰۰	تخرب شدید
۱۳۴۷	دشت بیاض	۷/۳	۱۰۵۰۰	۶۱ روستا ویران
۱۳۴۸	بمپور	۶/۷	نامعلوم	نامعلوم
۱۳۴۹	مراوه تپه	۶/۷	۲۰۰	خسارات زیاد
۱۳۵۱	قیر و کارزین	۷	۴۰۰۰	خسارات زیاد
۱۳۵۳	بندر عباس	۶	۶۰۰۰	۳۶۵ خانه ویران
۱۳۵۵	ماکو	۷/۳	نامعلوم	نامعلوم
۱۳۵۶	بندر عباس	۷	۱۲۸	خسارات زیاد
۱۳۵۷	طبعی	۷/۷	۱۹۶۰۰	۶۱ روستا ویران
۱۳۵۸	قاینات	۶/۶	۲۵۰	نامعلوم
۱۳۵۸	قاینات	۷/۱	۱۳۰	۱۵۰ روستا ویران
۱۳۶۰	گلباف کرمان	۶/۷	۱۰۲۸	تعدادی روستا ویران
۱۳۶۰	سیرج کرمان	۷/۳	۱۳۰۰	چند روستا ویران

بررسی داده‌های زلزله چنگوره

خوب‌بختانه تعداد زیاد شتابنگار در سطح منطقه شتاب زلزله اصلی و پس لرزه‌ها را ثبت نموده‌اند. موقعیت این ایستگاه‌ها در شکل زیر آمده است.



شکل ۲ - ۱ موقعیت ایستگاه‌های شتابنگار

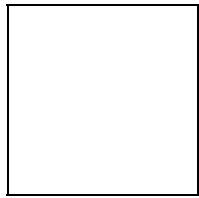
شتاب اوج نگاشته‌ای بدهست آمده از این شبکه را در جدول زیر نشان داده‌ایم.

جدول ۱-۱ شتاب اوج زلزله اصلی در ایستگاه‌های مختلف (تصحیح نشده)

ایستگاه	نگاشت				مختصات				شتاب اوج			فاصله Km	ارتفاع m	طول و عرض
	i	No.	E	N	L	V	T	Km	m	L	T			
ABEGARM		2748-1	49.28	35.75	119.66	50.99	130.37	32	1550	312	42			
AVAJ		2749-1	49.22	35.58	498.78	271.87	484.12	26	1970	105	195			
BAHAR		2750	48.43	34.9	34.02	17.3	40.18	98	1730	142	232			
DANESFAHAN		2751-1	49.73	35.78	27.3	15.75	25.18	-	1450	116	206			
GARMAB		2752	48.22	35.83	18.98	19.87	22.49	-	1590	140	230			
KHODABANDEH		2753	48.59	36.12	23.2	13.84	17.12	50	2000	10	100			
KABODARAHANG		2754-1	48.72	35.2	87.5	70.91	166.19	68	1675	150	240			
QOM		2755	50.89	34.66	8.24	4.51	11.57	-	969	135	225			
RAZAN		2756-1	49.03	35.38	183.53	134.59	200.58	33	1840	5	95			
SOLTANIYEH		2757	48.8	36.45	14.91	8.6	18.43	-	1785	100	190			
BOENIZAHRA		2759	50.05	35.77	19.21	10.98	31.39	-	1210	272	2			
ZIYAAD		2760-2	49.45	35.99	34.48	18.34	37.1	52	1400	230	320			
NAHAVAND		2761	49.52	35.92	26.87	18.05	27.26	50	1380	322	52			
ZARINABAD		2758	48.28	36.41	14.86	6.11	11.77	-	1740	334	34			
ABHAR		2763	49.22	36.15	39.43	28.92	74.29	60	1504	310	20			
DEHJALAL		2768	48.7	36.31	18.12	20.48	20.65	-	2040	82	172			
DARSCHIN		2769-2	49.23	36.03	55.67	42.32	77.6	-	1675	230	320			
HALAB		2770	48.05	36.3	17.82	6.01	11.6	-	1990	70	160			
MAYMONDAREH		2771	49.13	36.12	32.56	22.37	23.26	-	1790	232	322			
SAEINQALEH		2772	49.07	36.3	39.16	22.5	34.31	-	1679	40	130			
ESHTEHARD		2773	50.37	35.72	19.12	6.82	17.15	-	1186	350	94			
MARDABAD		2774	50.85	35.73	12.05	5.31	20.64	-	1216	0	90			
TEHRAN1		2765	51.4	35.72	9.84	5.02	14.32	-	-	280	10			
TEHRAN2		2766	51.4	35.72	22.86	5.02	17.34	-	-	50	140			
TEHRAN3		2767	51.4	35.72	4.35	2.11	5.23	-	-	62	152			
GOLTAPEH		2777	48.2	35.22	32.92	26.33	32.46	-	2120	240	330			
GHOHORD		2778	48.07	35.47	51.83	23.38	85.09	-	1900	168	258			
HAMEDAN-ARRASARAN		2779	48.52	34.78	6.16	4.62	11.56	-	-	90	210			
HAMEDAN		2780	48.52	34.78	22.06	7.86	12.17	-	1800	145	235			
SHIRINSO		2781	48.46	35.5	179.76	92.54	128.07	-	1810	170	260			
SEFIDROUD DAM		2785-3	49.39	36.75	15.89	3.73	7.58	-	-	28	118			
AGHABABA		2786-2	49.75	36.33	14.44	6.28	12.7	-	-	184	274			
BACKKANDI		2787-3	49.59	36.4	42.32	14.26	24.19	-	1320	192	282			
HAJIB		2789	50.18	35.54	9.28	6.72	11.05	-	1613	10	100			
KAHAK		2790	49.88	36.12	22.86	6.56	18.92	-	-	228	318			
NIKOYEH		2791	49.57	36.28	14.43	9.43	10.13	-	1520	268	358			

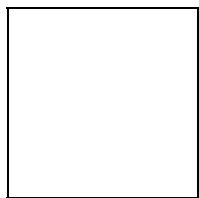
<u>ROSTAMABAD</u>	2792	49.85	35.67	21.69	11.55	20.05	۱	1470	126	216
<u>TAKESTAN</u>	2793	49.7	36.06	12.42	11.73	11.92	۱	1270	283	13
<u>ESFANDAN</u>	2794	49.33	34.63	12.7	8.95	14.95	۱	1750	160	25
<u>ZANJAN</u>	2795	48.48	36.67	11.06	5.18	10.12	۱	1650	34	124
<u>MAMONIEH</u>	2796	50.52	35.3	20.09	5.77	15.93	۱	1270	115	205
<u>VAHIDIYEH</u>	2803-2	51.01	35.6	14.32	5.76	15.4	۱	-	40	130

ملاحظه میشود که بیشترین شتاب اوج مربوط به ایستگاه آوج است (۴۹۸/۷۸ سانتیمتر بر مجدور ثانیه). بررسی میدانی برای تعیین موقعیت مرکز مه لرزه انجام و بر اساس آن چنگوره بنویان مرکز زلزله معین گردید.

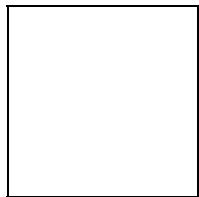


شکل ۲-۲ موقعیت مرکز مه لرزه‌ای

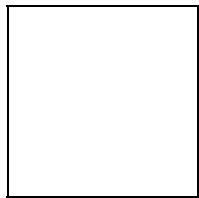
برای مشخص شدن قدرت تخریب زلزله، نگاشتهای ثبت شده فیلتر گردید و سپس برای آنها طیف ارتجاعی و غیرارتجاعی بدست آمد. نتیجه این تحلیلهای در شکلهای زیر نشان داده شده است.



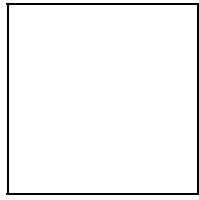
شکل ۲-۳ طیف فوریه نگاشتهای آبگرم



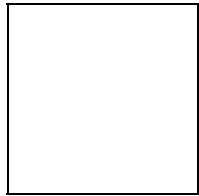
شکل ۲-۴ مقایسه نگاشت تصحیح شده و نشده آبگرم



شکل ۲-۵ طیفهای ارتجاعی همپایه در ایستگاههای آبگرم، آوج و رزن با میرایی ۵٪(بتر تیب با شتاب اوج ۱۰۹، ۴۵۰ و ۱۹۴ سانتیمتر بر مجدور ثانیه)



شکل ۲-۶ مقایسه طیف همپایه شتاب آوج با طیف آبین نامه ۲۸۰۰ و طیف پیشنوادی (۱۸)

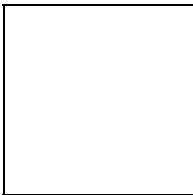


شکل ۲-۷ مقایسه طیفهای غیرارتجاعی و همپایه شتاب برای ایستگاههای آبگرم، آوج و رزن (میرایی ۵٪ و ضریب نرمی ۲)

برآورده نیروی زلزله در ساختمانهای بنایی

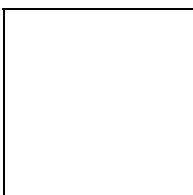
با توجه به خرایی گستره‌د ساختمانهای ساخته شده با مصالح بنایی لازم است مشخص شود که در یک زلزله قوی و یا متوسط حدود نیروهایی که به ساختمان وارد می‌شود تا چه حد است و چگونه است که در زلزله اخیر د چنگوره تقریباً با خاک یکسان می‌شود اما بفضله کمی از آن روزتاهای مشابه سرپا مانده‌اند.

از آن زمان که شتابنگار اختراع شد و توسط زلزله شناسان برای ثبت زلزله‌های بزرگ و متوسط بکارگرفته شد مشخص گردید که نیروهایی که تا آن زمان بعنوان نیروی زلزله در نظر گرفته می‌شده است بسیار کوچکتر از نیروهایی است که ساختمانها در عمل در هین زلزله تحمل می‌کنند. پس این سؤال مطرح می‌شود که سازه‌هایی که برای نیروهای آئین نامه‌ای طرح شده‌اند چگونه می‌توانند نیروهای بزرگ حاصل از زلزله را تحمل کنند. پاسخ را باید در رفتار غیرارتجاعی جست. طبق تعریف نرمی (شکل پذیری) عبارتست از قابلیت پذیرش تغییرشکل های خمیری، و ضریب نرمی برابر است با نسبت حداکثر جابجایی خمیری به جابجایی تسلیم. هنگامی که سازه‌ای در برابر یک زلزله مخرب قرار می‌گیرد اگر مقاومتش از نیروی مورد نیاز زلزله (= مقاومت طلب) بیشتر باشد رفتاری ارجاعی خواهد داشت و نیرویی که در آن بوجود می‌آید همان است که از طیف ارجاعی زلزله بدست می‌آید. حال اگر این سازه برای نیروهایی به مراتب کمتر از این نیرو طرح شده باشد، ناگزیر وارد حوزه غیرارتجاعی خواهد شد و جابجایهای خمیری حاصل می‌گردد.



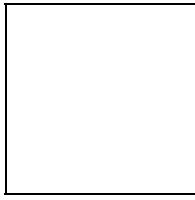
شکل ۳ تأثیر کمبود مقاومت بر جابجایی لرزه‌ای

چنانچه مقاومت و سختی یک سازه تحت بارگذاری متناوب در حوزه غیرارتجاعی ثابت بماند آنرا دارای رفتار پسماند ثابت می‌خوانند و اگر کاهش یابد نوع رفتار پسماند را کاهنده می‌نامند.



شکل ۴ رفتار کاهنده یک تیر - ستون بتني

کاهنده‌گی ممکن است در اثر تناوب بارگذاری و یا جابجایهای زیاد، و یا همچون شکل ۴، از ترکیب ایندو اتفاق افتد. چنانچه ناپایداری‌های موضعی و کلی، و گسیختگی اتصالات و جوشها رخ ندهد رفتار سازه‌های فولادی از نوع ثابت است. بر عکس سازه‌هایی که دارای ترکیبی از مصالح نرم (فولاد) و ترد (تن، آجر، سنگ و ...) هستند ممکن است رفتارشان کاهنده باشد. کاهنده‌گی به طور کلی موجب افزایش جابجایی لرزه‌ای است. از سوی دیگر دیدیم که هرقدر مقاومت سازه، نسبت به مقاومتی که در زلزله معینی مورد نیاز است (مقاومت طلب) کمتر باشد سازه باید آمادگی پذیرش جابجایی غیرارتجاعی بیشتر و نرمی بالاتری را داشته باشد. میزان نرمی سازه به نوع و بزرگی زلزله و تناوب سازه نیز بستگی دارد. معمولاً سازه‌های با تناوب کم بیشتر از سازه‌های با تناوب بالا به نرمی نیاز دارند. در شکل زیر طیف پاسخ غیرارتجاعی زلزله منجیل برای ضرایب نرمی ۱، ۲، ۴ و ۸ رسم شده است.



شکل ۵ طیف غیرارتجاعی زلزله منجیل ۱۳۶۹ برای استهلاک ۵٪ و ضرایب نرمی ۱، ۲، ۴ و ۱/۲۵

توجه داریم که برای ضریب نرمی یک، نمودار غیرارتجاعی به ارجاعی تبدیل می‌شود. در ساختمانهای روستاوی که با مصالح بنایی ساخته شده‌اند بدلیل تردی مصالح و عدم شکل‌پذیری سازه، عملاً پس از تسليم سازه بلافصله مقاومت خود را از دست میدهد و از این‌رو ضریب نرمی به یک نزدیک است. برای چنین سازه‌هایی باید از نمودار مربوط به ضریب نرمی ۱ استفاده نمود. اگر فرکانس ساختمانهای یک و دو طبقه را حدوداً برابر ۱۰ تا ۱۵ هرتز فرض کنیم ملاحظه می‌شود که در زلزله منجیل، چنین سازه‌هایی شتابی برابر $1/7g$ تا $2g$ را دریافت میدارند. پس

$$S_a = 2g$$

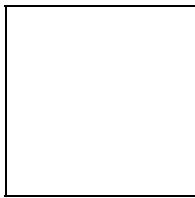
بررسیها نشان میدهد که وزن ساختمانهای روستاوی براحتی میتواند به ۲ تا ۳ تن بر متر مربع برسد. در نتیجه برای یک خانه نسبتاً کوچک با مساحت ۵۰ متر مربع نیروی زلزله برابر است با

$$V = (2)(3 \times 50) = 300 t$$

اگر این ساختمان در جهت زلزله ۴ عدد دیوار برشی به طول و ارتفاع ۳ متر داشته باشد، مقاومت لازم برای هریک از این دیوارها برابر است با

$$R = 300/4 = 75 t$$

تحمل چنین نیروی بزرگی برای یک دیوار خشتی و یا آجری غیرمسلح اکثرًا غیرممکن است و در نتیجه در زلزله منجیل شاهد خرابی گسترده چنین سازه‌هایی بودیم. باید توجه داشت که برای سازه‌های متعارف، چنین مقاومتی به لطف شکل‌پذیری سازه برای یک زیر بنای حدوداً ۲۰۰۰ متر مربع کافی است.



شکل ۶ نمونه‌ای از از ساختمانهای ویران شده در زلزله چنگوره

مقاومت جانبی دیوار برشی غیرمسلح

دیوار برشی ساخته شده از مصالح آجری و مانند آن (بلوک بتُنی، سنگ، خشت) از مقاومت برشی قابل ملاحظه ای برخوردار است اما متأسفانه رفتاری بشدت ترد و شکننده دارد و به محض رسیدن به مقاومت نهایی، تحلیل می رود و فرو می ریزد، و به همین دلیل برای مناطق شدیداً لرزه خیز سیستم مناسبی نیست. این نوع دیوار دارای دو حالت شکست اصلی است: شکست خمشی و شکست برشی. دیواری که نسبت بعده (ارتفاع به طول) کوچکی دارد بقدر کافی پهن بوده و امکان شکست خمشی در آن کم است. به عکس، در دیوار باریک بیشتر حالت شکست خمشی غالب است. با توجه به تردی و شکنندگی دیوار غیرمسلح، و عملکرد بسیار ضعیف در زلزله های مخرب گذشته، بکارگیری آن به عنوان عنصر لرزه بر اصلاً توصیه نمی شود. یک ویژگی مشترک دیوارهای آجری غیرمسلح آن است که تحت شتاب پی، مادام که به حد آستانه نرسیده اند آثار تخریب چندانی در آنها ظاهر نمی شود اما به محض عبور از حد آستانه، دیوار شروع به یک حرکت چرخشی حول محور عمود بر دیوار بنام حرکت تلو می کند و این حرکت به نوبه خود موجب پیدایش تنشهای خردکننده ای در پنجه دیوار می شود که نهایتاً به خرابی دیوار می انجامد (۱). پریستلی (۲) برای مقابله با این حالت استفاده از صفحات فولادی در پنجه دیوار، بنام قید پنجه را پیشنهاد کرده است. نمونه ای از تبعات این رفتار در زلزله واقعی این است که در خارج از یک ساع آستانه از مرکز زلزله، ساختمانهای آجری غیرمسلح بدون هیچ خرابی عمده ای پایدار می مانند، اما به محض ورود بداخل این محدوده شاهد خرابی بیحد این نوع ساختمان می باشیم (۱).

هندری (۳) مروری بر تحقیقات انجام شده در زمینه اندازه گیری و محاسبه مقاومت جانبی دیوارهای آجری داشته است. این مرور نشان میدهد که اکثر محققان برای برآورد مقاومت برشی دیوار از رابطه کولن (کولمب) استفاده نموده اند.

$$H = A\tau_f \quad (1)$$

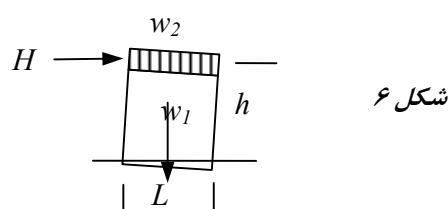
$$\tau_f = \tau_0 + \mu \sigma_n \quad (2)$$

A سطح مقطع دیوار، τ_f تنش چسبندگی ملات، μ ضریب اصطکاک و σ_n تنش قائم در دیوار ناشی از وزن دیوار و سربار است. مقادیر μ و σ_n برای برخی از انواع متداول ملات بر اساس تحقیقات آزمایشگاهی سینها و هندری (۴)، چینوا (۵)، پی پر (۶) و شنايدر (۷) در جدول ۲ ارائه شده است.

جدول ۲ ضرایب مقاومت برشی دیوارهای آجری

μ	τ_0 kg/cm^2	ملات ماسه: آهک: سیمان	نوع آجر	مرجع
۰/۵	۳	۱:۱/۴:۳	رس	سینها و هندری (۴)
۰/۳۴	۲/۵	۱:۱/۴:۳	رس	چینوا (۵)
۰/۸۴	۲	۱:۲:۸	ماسه آهک	پیپر (۶)
۱/۰۴	۷	۱:۰:۴	ماسه آهک	پیپر (۶)
۰/۳	۱/۴	۱:۱:۶	سیلیکات کلسیم	شنايدر (۷)

مقاومت خمشی دیوار غیرمسلح بر اساس لنگر مقاوم نیروهای وزنی و سربار و با اغماس مقاومت کششی ملات عمود بر سطح بندهای افقی، با توجه به شکل ۶ چنین برآورد می گردد:



$$H = \frac{L(w_1 + w_2)}{2h} \quad \text{مقاومت خمشی دیوار} \quad (3)$$

بدین ترتیب می‌توان مقاومت دیوار برشی را محاسبه نمود و با نیروی ارتجاعی زلزله مقایسه نمود. در صورتی که نیروی ارتجاعی زلزله از مجموع مقاومت دیوارهای برشی بیشتر شود ساختمان در معرض خطر و تخریب قرار خواهد داشت و باید تقویت گردد.

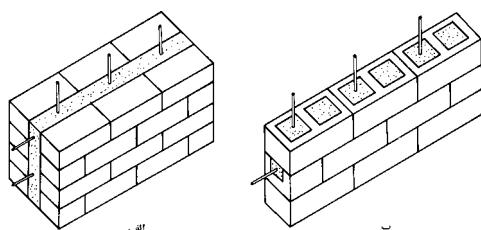
تقویت لرزه‌ای ساختمانهای بنایی

تقویت یک ساختمان بنایی به دو صورت امکان پذیر است

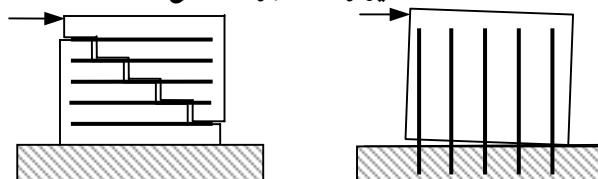
۱. افزایش مقاومت برಶی بكمک افزایش مقدار دیوارهای برشی و افزایش مقاومت جانبی آنها
۲. افزایش نرمی (شکل‌پذیری) ساختمان بكمک تسليح عناصر لرزه بر و سایر اقدامات مشابه باید دانست که معمولاً استراتژی اول پرهزینه، غیر عملی و غیر ضروری است. در عوض استراتژی دوم بخاطر استفاده از ظرفیت نرمی سازه و کاهش نیروی طلب زلزله مناسبتر و عملی‌تر می‌باشد. اصولاً برای تقویت ساختمانهای بنایی در برابر زلزله روشهای مختلفی وجود دارد. در این مقاله دو روش بررسی شده‌اند: روش تسليح و روش کلاف بندی دیوارهای با مصالح بنایی.

روش تسليح دیوارهای آجری

برای مقابله با حالت‌های شکست خمشی و برشی در دیوار آجری می‌توان از میلگردهای قائم و افقی استفاده کرد. در این صورت، از ترکیب فولاد و دیوار سازه‌ای پدید می‌آید که خواص مشابه سازه‌های مرکب مانند بتن مسلح است. میلگرد افقی در داخل درزهای افقی قرار می‌گیرد و از این رو، عملاً قطر آن نمی‌تواند از ۱۰ یا ۱۲ میلیمتر بیشتر باشد. میلگرد قائم باید به داخل کلاف افقی زیرین دیوار قلاب شود تا بتواند لنگر خمشی ناشی از نیروی زلزله را به داخل پی هدایت نموده و از وقوع شکست خمشی جلوگیری نماید.



شکل ۷ دیوارهای آجری مسلح

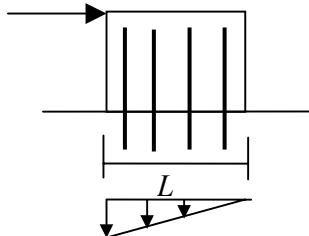


الف. میلگرد قائم مانع از شکست خمشی است
ب. میلگرد افقی مانع از شکست برشی است

شکل ۸ میلگرد قائم و افقی در دیوار آجری برای مقابله با شکست خمشی و برشی

مقاومت خمشی دیوار آجری مسلح را می‌توان همچون دیوار بتی مسلح محاسبه نمود. می‌توان در جهت اطمینان از مقاومت خود دیوار صرف نظر کرده و صرفاً مقاومت حاصل از عناصر تسليح را در نظر گرفت. در این صورت، مقاومت خمشی دیوار برابر است با

$$M = \phi f_y A_s L / 2 \quad \text{مقاومت خمشی نهايی دیوار} \quad (4)$$



f_y تنش تسليح ميلگردد، A_s مساحت ميلگردهای قائم و L طول دیوار است. ضریب کاهش مقاومت خمشی ϕ به کیفیت اجرا بستگی دارد و مقدار ۰/۷ توسط پریستلی (۲) توصیه شده است. در استفاده از این رابطه برای ساختمانهای آجری مسلح، باید توجه داشت که همانطور که در شکل ۷.الف به وضوح دیده می‌شود، در هسته دیوار آجری عملاً یک دیوار برشی بتی مسلح بوجود می‌آید که نقش تعیین کننده‌ای دارد.

باید دانست که اعتبار نتایج آزمایشها که محققان روی این دیوارها انجام داده‌اند محدود به شرایط نمونه مورد آزمایش است. به عنوان مثال، اگر در دیوار برشی بجای استفاده از این هسته بتی مسلح، ميلگردها در داخل گاههایی که در فصل ۳ آیین نامه ۲۸۰۰ توصیه نموده قرار گیرند و دور آنها با ملات پر شود، میزان طول مهاری ميلگردد بسیار زیادتر خواهد شد و به احتمال زیاد، ميلگردهای قائم به جای تسليح در داخل ملات می‌لغزند. این حالت شکست، در آزمایش‌های نگارنده بر روی دیوارهای برشی مسلح مشاهده شد (۸ و ۹) و مشخص گردید که رابطه (۴) مقاومت را بیش از واقع برآورد می‌کند. نتایج آزمایشها حاکی از افزایش چشمگیر مقاومت و نرمی (شکل پذیری) دیوارهای مسلح در مقایسه با نمونه‌های غیرمسلح است. همچنین مشاهده گردید که نمونه‌های دارای ميلگردد قائم از خواص پسماند بسیار بهتری برخوردارند.



شکل ۹ آزمایش دیوار برشی آجری تحت بار جانبی

بر اساس نتایج این تحقیق، می‌توان رابطه زیر را برای محاسبه مقاومت خمشی نهايی ناشی از ميلگردهای قائم پیشنهاد کرد.

$$M = f_s A_s L / 2 \quad \text{مقاومت خمشی نهايی دیوار (قبل از اعمال ضریب کاهش)} \quad (5)$$

f_s تنش لغزش میلگرد قائم است که براساس طول میلگرد و تنش چسبندگی آن از رابطه زیر محاسبه می‌گردد.

$$f_s = \frac{4h_s\tau}{d_s} \quad (6)$$

قطر و طول میلگرد قائم، و τ تنش چسبندگی اسمی بین میلگرد و ملات است. در آزمایش‌های فوق، تنش چسبندگی اسمی τ با استفاده از رابطه $\tau = \frac{P}{A}$ برای تعیین لنگر نظیر لغزش میلگرد قائم در نمونه‌ها، محاسبه شد و نتیجه در جدول زیر ارائه شده است.

نمونه	میلگرد و ملات (kg/cm^2)	تنش چسبندگی اسمی بین میلگرد و ملات	تنش متوسط
۲/۲۵	۲/۹۷	۳/۳	۲/۵۴

از آنجا که لغزش میلگرد نسبت به تسلیم، کاهنده‌گی بیشتری در رفتار پسماند ایجاد می‌کند، توصیه می‌شود ضریب کاهش ϕ کمتر از مقدار پیشنهادی پریستلی در رابطه $\phi = \frac{P}{P_0}$ اختیار شود. شاید $\phi = 0.5$ مقدار مناسبی باشد. پریستلی (۲) رابطه زیر را برای محاسبه مقاومت برشی دیوار آجری پیشنهاد می‌کند:

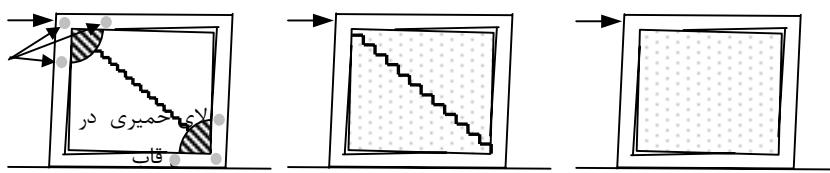
$$V = \phi f_y A_s \quad (7)$$

A_s و f_y سطح مقطع و تنش تسلیم میلگردهای افقی و ϕ ضریب کاهش طراحی است که به توصیه پریستلی برابر 0.48 است. اختیار می‌گردد تا تضمینی باشد که حالت شکست برشی قبل از خمی رخدنه زیرا در مقایسه با آن ترددتر است. تحقیقات نگارنده (۱۱)، (۱۰)، (۱) نشان داد که با افزایش نسبت بعدی دیوار (ارتفاع به طول)، این رابطه از محدوده اعتبار خارج شده و مقاومت را زیادتر از واقع برآورد مینماید. ازین‌رو پیشنهاد شده (۱) که ضریب ϕ تا نسبت بعدی 0.48 برابر باشد و برای نسبتهای بعدی بیش از 0.48 کاهش یابد، و برای مقادیر بین 0.48 تا 1 به صورت خطی درونیابی گردد.

روش کلاف بندی دیوار آجری

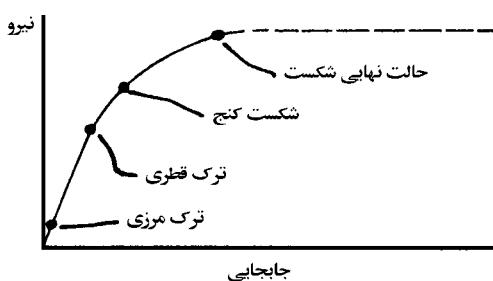
وجود دیوار آجری در داخل قاب فولادی یا بتی عملی از جابجایی قاب در صفحه خود جلوگیری کرده و درنتیجه بخشی از نیروی جانبی وارد به قاب به میانقاب منتقل می‌گردد. مشاهدات، تجربیات گذشته و تحقیقات گسترده نظری و آزمایشگاهی نشان داده است که مقاومت و سختی این قابها به مرتبه بیش از قاب لخت (بدون میانقاب) است. گزارش جامع نگارنده (۱۱) از تحقیقاتی که از سالهای ۱۹۴۸ تا ۱۹۹۰ در این زمینه صورت گرفته مؤید این واقعیت است که اندرکنش قاب و میانقاب تأثیر غیر قابل اعتمادی بر رفتار سازه دارد. بهطور کلی می‌توان گفت که اندرکنش قاب با میانقاب موجب افزایش سختی و مقاومت از یکسو، و افزایش نرمی (شکل پذیری) میانقاب از سوی دیگر می‌شود و در نتیجه خواص لرزه‌ای را به طور چشمگیری بهبود می‌بخشد. بر اساس این رفتار اندرکنشی، این قابها را مرکب می‌خوانیم.

هنگامی که یک قاب مرکب تحت نیروی جانبی قرار می‌گیرد، در محدوده $10 \leq \phi \leq 15$ درصد مقاومت نهایی قاب، بین قاب و میانقاب در کنجهای کششی ترکهایی ایجاد می‌گردد که ترک مزدی نام دارند. روز ترک مزدی با کاهش سختی سازه همراه است. با افزایش نیرو، لحظه‌ای فرا می‌رسد که دیوار در امتداد قطر فشاری ترک می‌خورد و رفتار دیوار، که تا اینجا تقریباً خطی بوده، وارد ناحیه غیرخطی می‌گردد. این ترک معمولاً با صدا همراه است و از امتداد درزهای افقی و قائم به طور زیگزاگ می‌گزند. ترک قطری بیانگر شکست برشی میانقاب است. با افزایش نیرو، تمرکز تنش در کنج میانقاب موجب شکست مصالح شده و در تیر و یا ستون، در نزدیکی کنج، لولای خمیری ایجاد می‌گردد. این حالت شکست را شکست کنج می‌خوانند. در این حال، سازه هنوز به مقاومت نهایی نرسیده است و با افزایش نیرو، ترکهایی به موازات ترک قطری ظاهر می‌گردد و نواحی از دیوار خرد می‌شوند تا آنکه قاب مرکب به مقاومت نهایی می‌رسد و مانند سیستمهای ارتفاعی - خمیری وارد ناحیه خمیری می‌شود.



الف. بروز ترک مرزی
ب. بروز شکست کنجد و تشکیل لولاهای خمیری

شکل ۱۰ حالت‌های شکست قاب مرکب



شکل ۱۱ نمونه رفتار نیرو- جایگایی قاب مرکب

مقاومت دیوار کلاف بندی شده (قاب مرکب)

مقاومت ترک قطعی : برای محاسبه نیرویی که موجب ترک قطعی در میانقاب می‌شود رینگتن (۱۲) با استفاده از نتایج تحلیل اجزاء محدود، روابط زیر را برای تنش در مرکز میانقاب ارائه نمود.

$$\tau = \frac{1.43H}{l \cdot t} \quad \sigma_y = \frac{(0.8h/l - 0.2)H}{l \cdot t} \quad \sigma_t = \frac{0.58H}{l \cdot t} \quad (8)$$

تنشها در مرکز میانقاب

τ تنש برشی، σ_y تنش محوری در جهت قائم و σ_t تنش کششی اوج در مرکز میانقاب است. h و t ارتفاع، طول و کلفتی دیوارند و H نیروی افقی وارد به قاب است. برای بدست آوردن مقاومت مجاز نظری شکست قطعی، باید تنشهای فوق با مقادیر تنش مجاز آجر چینی مقایسه شوند. آینه نامه CPIII انگلیس تنش کششی مجاز آجر چینی را برای محاسبه خمس برابر $7/0$ س.م/اک.گ توصیه می‌کند. اگر این مقدار را بجای n در رابطه ۸ قرار دهیم، مقاومت مجاز نظری شکست قطعی ناشی از کشش بدست می‌آید اما تجربه نشان داده که شکست قطعی زمانی ناشی از شکست کششی است که برای ساخت میانقاب از مصالح بسیار اعلا استفاده شود و گرنه برای مصالح معمولی، شکست قطعی بیشتر ناشی از شکست برشی در مصالح است که از ضابطه کولن در رابطه $2/0$ پیروی می‌کند. مقدار تنش برشی مجاز در آینه نامه CPIII چنین داده شده است:

$$\tau = 1 + 0.16\sigma_n \leq 5 \quad kg/cm^2 \quad (9)$$

تنش برشی مجاز در میانقاب

از نهادن این رابطه در ۸ مقاومت برشی مجاز میانقاب برابر خواهد شد با

$$H_{dc} = \frac{100lt}{14.6 - 1.28\beta} \quad \text{مقاومت مجاز ترک قطعی برشی (تن)} \quad (10)$$

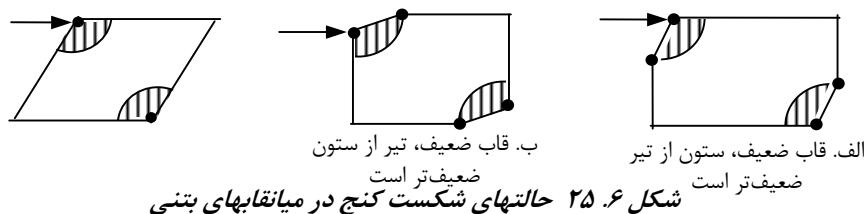
t طول و کلفتی دیوار به متر، و β برابر h/l یا l/h (هر کدام که کمترند) است. باید دانست که مقاومت واقعی ترک قطری از مقدار مجاز حاصل از رابطه فوق بیشتر است و برای بدست آوردن آن باید بجای تنش برشی مجاز رابطه ۹ مقدار تنش برشی نهایی مصالح میانقاب را نهاد که طبق توصیه آینه نامه BS5628 انگلیس برابر است با

$$\tau_f = 1.5 + 0.6\sigma_n \quad (11)$$

تنش برشی شکست آجر چینی با ملات ضعیف (کگ بر سم مربع)

در صورت استفاده از ملات قوی، تنش چسبندگی ۲۰ در رابطه فوق از $1/5$ به $3/5$ کگ بر سم مربع افزایش می‌یابد.

مقاومت شکست کنج: بر اساس تحقیقات لیا (۱۳) بر روی مدل‌های کوچک میانقاب، رابطه ۱۲ برای محاسبه نیرویی که موجب شکست کنج میانقاب می‌شود، ارائه شده است (۱). نگارنده نشان داده است که اندرکنش بین قاب و میانقاب توزیع تنشها را پیچیده ساخته و استفاده از روش فوق برای تعیین مقاومت میانقاب صحیح نمی‌باشد، بلکه بجای آن بهتر است از روش زیر استفاده شود. در حالت نهایی شکست، کنج میانقاب خرد می‌شود و بر حسب اینکه تیر قویتر باشد یا ستون، لولاهای خمیری شکل ۱۲ در قاب ایجاد می‌گردد.



شکل ۲۵. ۳۵ حالت‌های شکست کنج در میانقاب‌های بتون

برای این حالت‌های شکست می‌توان مقاومت میانقاب را مطابق زیر حساب کرد.

$$V = m f_c t h \quad (12)$$

مقادیر فشاری بتون که برابر $f_c = 85 f'_c / 100$ در نظر گرفته می‌شود. t کلفتی و ارتفاع میانقاب بوده و m کمترین مقدار حاصل از روابط زیر می‌باشد.

$$m = \sqrt{\frac{2(M_j + M_c)}{f_c t h^2}} \quad (13)$$

$$m = \frac{1}{\tan \theta} \sqrt{\frac{2(M_j + M_b)}{f_c t h^2}} \quad (14)$$

$$m = \frac{4M_j}{f_c t h^2} + \frac{1}{6} \quad (15)$$

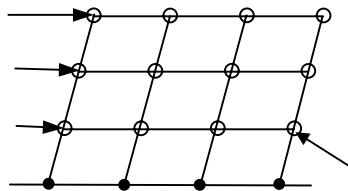
$$m = \frac{4M_j}{f_c t h^2} + \frac{1}{6 \tan^2 \theta} \quad (16)$$

در این روابط f'_c برابر $f_c = 85 f'_c / 100$ کلفتی میانقاب، h ارتفاع میانقاب، M_c و M_b لنگر نهایی تیر و ستون و M_j اختیار می‌شود و θ برابر اتصال است که برای اتصالات مفصلی برابر صفر و اتصالات گیردار برابر کمترین M_c و M_b اختیار می‌شود و θ برابر است با $\tan^{-1} \frac{h}{l}$. ملاحظه می‌شود که مقاومت میانقاب علاوه بر f'_c به مقاومت قاب نیز بستگی دارد و هر قدر

قاب قویتر شود m و V افزایش می‌یابند. در رابطه مزبور، تنش مقاوم فشاری f_c برای آجری چینی میانقباب می‌تواند از طریق آزمایش و یا از مقادیر توصیه شده توسط آین نامه‌ها معین گردد. با توجه به نتایج آزمایش روی نمونه‌های کوچک آجر چینی، مقدار ۵۰ کگ بر سم مربع برای f_c پیشنهاد شده است (۱۰). آین نامه ۵۱۹ ایران مقدار مجاز تنش فشاری را برابر ۱۲ کگ بر سم مربع توصیه می‌نماید.

عملکرد لرزه‌ای ساختمانهای فولادی با اتصال خرجینی

این ساختمانها تقریباً رایج‌ترین گونه ساختمانی در شهرهای بزرگ و متوسط کشورند. در واقع اتصال خرجینی نوع بسیار متداول اتصال در ساختمانهای اسکلت کشورمان را تشکیل می‌دهد. استفاده از این اتصال، که در شکل فعلی خود برای نقاط لرزه‌خیز مناسب نمی‌باشد، بیشتر بدلیل سهولت اجرا و ارزانتر تمام شدن سازه رواج یافته است. برخی این اتصال را فاقد صلابت دانسته و رفتار آن را همچون اتصال ساده به صورت لوایی در نظر گرفته و آنرا اتصال قیچی نیز نامیده اند با این تصور که این اتصال، همچون لولا امکان حرکت آسان و بدون گیر دو تیغه قیچی را فراهم می‌سازد و باعث می‌شود تیر و ستون بتوانند براحتی تغییر زاویه دهند. بر اساس این فرضیه، رفتار اتصال خرجینی در برابر نیروهای جانبی مشابه رفتار سازه شکل ۱۳ خواهد بود.



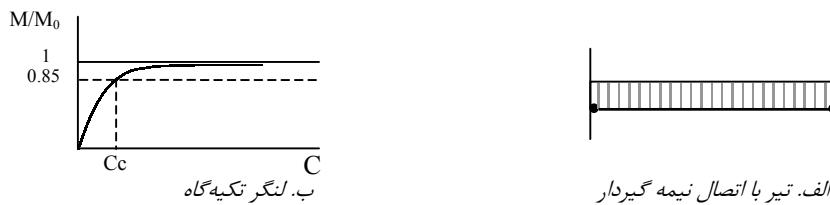
شکل ۱۳ مدل لوایی برای اتصالات خرجینی

آزمایشها و تحقیقات محققان کشورمان بر روی اتصالات خرجینی که از اواخر دهه شصت (هجری شمسی) آغاز و تا کنون ادامه یافته است، جزئیات بسیاری را در مورد رفتار لرزه‌ای اتصال خرجینی روشن نموده است. به نظر می‌رسد آزمایش‌های نگارنده و کرمی (۱۴)، اولین سری کارهای آزمایشگاهی روی مدل فیزیکی اتصال خرجینی بوده است که با استفاده از امکانات مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن انجام شد. نتایج این تحقیقات به وضوح نشان داد که برخلاف تصور رایج، اتصال خرجینی از صلابت قابل توجهی برخوردار است و به همین دلیل، در قابهای اتصال خرجینی تحت نیروهای زلزله، لنگرهای بزرگی در اتصالات ایجاد می‌شود که بدلیل مقاومت کمتر اتصال نسبت به تیر و ستون، شکست در اتصال متمنکر شده و به علت رفتار نسبتاً ترد آن، اتصال خرجینی از محل جوشها گسیخته شده و سقف فرو می‌ریزد. متأسفانه، این پیش‌بینی در فاصله کمی، در خرداد ۱۳۶۹ درست از آب در آمد، و هزاران ساختمان فولادی با اتصالات خرجینی در شهرهای منجیل و روبار در زلزله منجیل ۱۳۶۹ منهدم گردید.

صلبیت اتصالات خرجینی

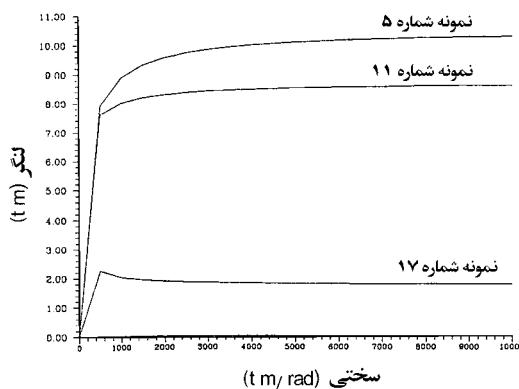
طی دهه گذشته، تحقیقات نظری و آزمایشگاهی نسبتاً وسیعی برای تعیین صلابت و سایر خواص سازه‌ای اتصال خرجینی در دانشگاهها و مؤسسات تحقیقاتی ایران صورت گرفته است. صلابت یک اتصال نیمه‌گیردار به سختی چرخشی آن بستگی دارد. مطابق شکل ۱۴ میزان لنگر ایجاد شده در تکیه‌گاه تیر الف زیر بار یکنواخت تابعی از سختی چرخشی اتصال، C است ($M=C\theta$). در شکل ۱۴. ب تغییرات لنگر تکیه‌گاه نسبت به سختی اتصال نشان داده شده است. می‌بینیم که برای سختی صفر، لنگر تکیه‌گاه برابر صفر است و اتصال کاملاً مانند اتصال ساده عمل می‌کند. با افزایش سختی، لنگر تکیه‌گاه زیاد می‌شود تا آن که در نهایت M_0/M به سمت ۱ میل می‌کند M_0 لنگر تکیه‌گاه صلب است و

برابر $wL^2/12$ می باشد). آبین نامه آی اس سی اتصالی را صلب تلقی می کند که لنگر انتقالی آن از ۸۵٪ اتصال کاملاً صلب کمتر نباشد. اگر یک تیر $IPE200$ به طول ۴ متر داشته باشیم، محاسبات نشان می دهد که حداقل سختی اتصال برای ارضای ضابطه فوق، C_c برابر ۱۱۰۰ تن متر بر رادیان است، یعنی اگر سختی اتصال برابر ۱۱۰۰ تن متر بر رادیان باشد، لنگر تکیه گاه برابر ۸۵٪ حالت کاملاً صلب خواهد بود. C_c سختی آستانه نامیده می شود و همانطور که در شکل دیده می شود، هنگامی که سختی از حد آستانه عبور می کند، از تأثیر آن بر توزیع نیروی داخلی سازه کاسته گردد.



شکل ۱۴ صلبیت اتصالات نیمه گیردار تابعی از سختی چرخشی اتصال

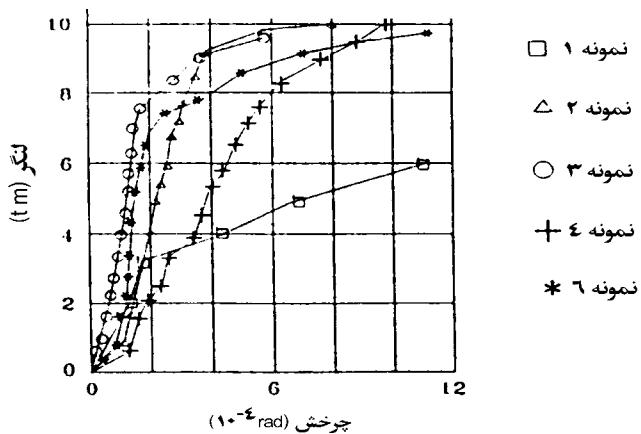
برای بررسی تأثیر سختی اتصالات خرجنی بر توزیع نیروهای داخلی سازه، تعدادی ساختمان در تهران انتخاب شدند و با تهیه یک نرم افزار تحلیلی، اتصال خرجنی به صورت یک اتصال نیمه گیردار با سختی متغیر مدل شد (۱۵)، آنگاهاین ساختمانها تحت نیروهای وزنی و زلزله تحلیل شدند. نتایج تحقیق نشان داد که توزیع نیروهای داخلی تابعی از سختی اتصال می باشد و در اغلب موارد، مقدار سختی آستانه حدود ۱۵۰۰ تن متر بر رادیان بدست آمد.



شکل ۱۵ تأثیر سختی اتصال بر لنگر ایجاد شده در اتصال تحت نیروی زلزله

تأثیر سختی بر لنگر اتصال در شکل ۱۵. پ نشان داده است و نشان میدهد که با سخت شدن اتصال، لنگر آن بشدت اضافه شده و در مواردی تا ۱۰ تن متر می رسد که برای اغلب اتصالات اجرا شده و موجود، کاملاً خارج از محدوده مقاومت اتصال است و اتصال به طرز ترد و نامطلوبی می شکند.

با توجه به مطالب گفته شده، مشخص می گردد که تعیین سختی اتصال از اهمیت خاصی برخوردار است. برای تعیین سختی اتصال خرجنی، نمونه هایی تهیه و تحت بارگذاری قرار گرفتند (۱۶). در این نمونه ها، تیر و ستون از یک جفت نیمرخ $INP160$ تشکیل شده اند که با نبشی های نمره ۱۰ به روش متعارف به هم متصل شده اند. در نمونه شماره ۱، طول نبشی پایینی ۱۲ سانتیمتر، و طول نبشی فوقانی برابر ۸ سانتیمتر است. این نمونه ها تحت بار استاتیکی قرار گرفتند و نمودار لنگر-چرخش آنها در شکل ۱۶ نمایش داده شده است. بجز نمونه شماره ۱، بقیه نمونه ها به نوعی تقویت شده اند و بنابراین برای یافتن سختی اتصالات رایج، نتایج نمونه شماره ۱ مبنا قرار می گیرد.

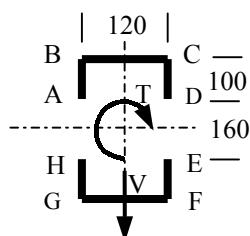


شکل ۱۶ نتایج آزمایش اتصالات خرجینی (مقدم و کرمی) (۱۴)

همانطور که در شکل دیده می‌شود، این نمونه با سختی اولیه ۱۸۰۰ تن مترب رادیان، تا حدود لنگر ۳ تن متر خطی مانده است و سپس سختی اولیه‌اش را به تدریج از دست داده تا در $7/4$ تن متر که به حد گسیختگی رسیده است. با توجه به مطالب قبلی، ملاحظه می‌شود که اگر سختی اتصال خرجینی متعارف را برابر ۱۸۰۰ تن متر بر رادیان فرض کنیم، رفتارش در برابر بارهای وزنی و زلزله به اتصال صلب نزدیک می‌باشد و بنابراین فرض لولایی بودن این نوع اتصال کاملاً نادرست است بویژه در برابر نیروهای جانبی ناشی از باد یا زلزله. البته اگر عناصر لرزه‌بر دیگری همچون بادبند، دیوار بررشی و یا میانقاب داشته باشیم، بخش عمده‌ای از نیروی زلزله را جذب می‌کنند و سهم اتصالات خرجینی کاهش می‌یابد.

تمرکز تنش در اتصالات خرجینی

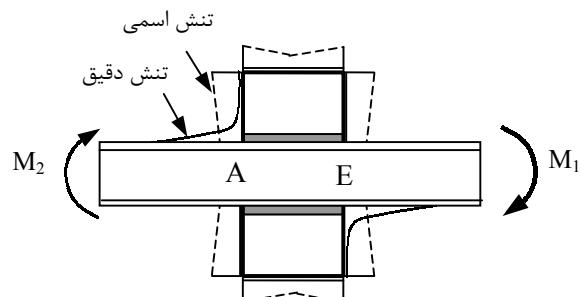
برای بررسی میزان تمرکز تنش در جوش، اتصال خرجینی فوق با استفاده از روش اجزاء محدود به صورت غیرخطی تحلیل شد (۱۶). تنش محاسبه شده در نقاط مختلف اتصال با استفاده از روابط متعارف محاسبه و با نتایج روش اجزاء محدود در جدول ۳ مقایسه شده‌اند.



جدول ۳ تنشهای اسمی و دقیق در جوش (کیلو گرم بر سانتیمتر مربع) در محدوده خطی تحت لنگر کل ۹۴/۵ کیلوگرم تن متر (شامل لنگر وارد به اتصالات دو طرف ستون)

تنش دقیق در حوزه خطی از روش اجزاء محدود		تنش اسمی از رابطه متعارف					نقطه
F_c/f_{max}	F_c تنش برایند	F_c/f_{max}	F_c تنش برایند	τ	f_y	f_x	
۱	۱۱۹۳۰	۰/۵۳	۸۷۷	۵۰۶	۳۰۴	۴۰۴	A
۰/۰۱	۱۲۰	۱	۱۶۶۳	۶۷۹	۳۰۴	۹۱۱	B
۰/۰۶	۶۸۰	۱	۱۶۶۳	۶۷۹	۳۰۴	۹۱۱	C
۰/۰۱	۸۸	۰/۵۳	۸۷۷	۵۰۶	۳۰۴	۹۱۱	D
۰/۴۴	۵۳۰۰	۰/۵۳	۸۷۷	۵۰۶	۳۰۴	۴۰۴	E
۰/۰۱	۱۲۰	۱	۱۶۶۳	۶۷۹	۳۰۴	۹۱۱	F
۰/۰۶	۶۸۰	۱	۱۶۶۳	۶۷۹	۳۰۴	۹۱۱	G
۰/۱۱	۱۳۶۴	۰/۵۳	۸۷۷	۵۰۶	۳۰۴	۴۰۴	H

تنشهای اسمی و دقیق به طور نمادین در نمودار ۱۷ مقایسه شده‌اند. از نتایج جدول ۳ و این نمودار می‌توان چنین نتیجه گرفت که اگر چه تنش اسمی در نقاط *B*, *C*, *F* و *G* حداکثر است و قاعده‌تاً اینها نقاط بحرانی به شمار می‌روند و انتظار می‌رود که گسیختگی جوش از این نقاط آغاز شود اما بر عکس، تحلیل اجزای محدود نشان میدهد تنش در این نقاط تقریباً برابر صفر است، و نقاط *A* و *E* دارای بیشترین تمرکز تنش بوده و بحرانی می‌باشند. شکل ۱۸ نقطه آغاز گسیختگی جوش در یکی از نمونه‌های اتصال خرجنی در آزمایش‌های مقدم و کرمی (۱۴) را نشان میدهد. این نقطه نظری نقطه *A* است و کاملاً مؤید این است که کنج *A* نقطه بحرانی می‌باشد.



شکل ۱۷ مقایسه نمادین تنشهای اسمی و دقیق در جوش



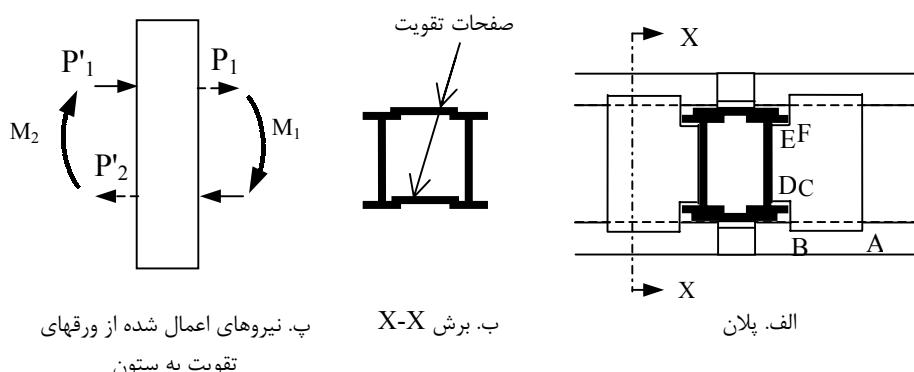
شکل ۱۸ نقطه آغازین گسیختگی جوش در اتصالات خرجنی (نقل از مقدم و کرمی (۱۴)).
ترک از جوش کنج نبشی آغاز شد.

روشهای تقویت اتصال خرجنی

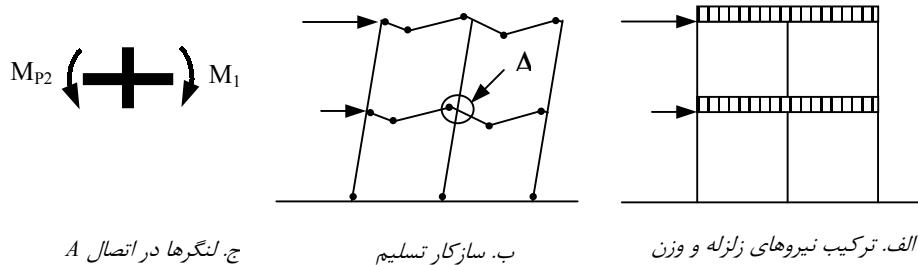
به طورکلی به دو روش می‌توان سازه اتصال خرجنی را در برابر نیروهای زلزله تقویت کرد: روش مقابله و روش احتراز. در روش مقابله، سعی می‌شود اتصال در برابر زلزله به گونه‌ای تقویت گردد که از مقاومت و نرمی کافی برخوردار باشد. برخی از اقدامات مفید و عملی در زیر آمده است.

استفاده از ورقهای تقویت افقی

با نصب دو ورق تقویت افقی بر روی بالهای تیر در هر سمت گره (جمعاً ۴ ورق) و اتصال آن به ستون، مطابق شکل ۱۹ می‌توان بخشی از نیروی افقی P_{bf} را مستقیماً از بال تیر به ورق تقویت و از آنجا به ستون منتقل ساخت. در جهت اطمینان می‌توان از مقاومت کششی اتصال ورق و ستون چشم پوشید (نیروهای P_1 و P'_1 در شکل ۱۹.پ) و فقط روی مقاومت اتكایی حساب کرد (نیروهای P_2 و P'_2 در شکل ۱۹.پ). در این صورت در هر دور بارگذاری فقط دو تا از ورقها به صورت فشاری لنگر را منقل می‌سازند و نیرو در دو تای دیگر که به صورت کششی عمل می‌کنند صفر فرض می‌شود. با تعویض جهت بارگذاری و لنگر اتصال، جای ورقهای عامل نیز عوض می‌شود.



شکل ۱۹ ورقهای تقویت افقی

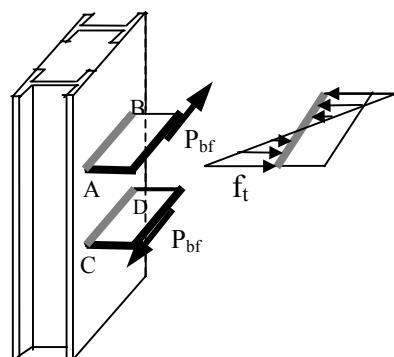


شکل ۲۰ سازکار تسلیم قاب تحت ترکیب نیروهای وزنی و زلزله

تقویت به کمک بالهای جانبی

برای جلوگیری از تمرکز تنش در کنج نبشی، بنظر رسید اگر به جای نبشی، مطابق شکل ۲۱ در هر سمت ستون دو ورق افقی نصب گردد، تنشها توزیع مناسبتری یافته و اتصال بحد کافی مقاوم شود. تحقیقات نظری جاری نشان داده است که این جایگزینی کاهش بسیار چشمگیری در تنشهای متتمرکز کنج بوجود می‌آورد بهطوری که تنش به ۱۰٪ مقدار تنش نظیر در نبشی کاهش می‌یابد.

این ورقها با جوش شیاری با نفوذ کامل بهستون در امتداد *AB* و *CD* جوش می‌شوند و بنابراین، تنش مجاز جوش خیلی بیشتر از جوش گوشه می‌باشد و در واقع با فولاد نرمه یکی است. نحوه گسترش تنش در جوش *AB* در شکل ۲۱ نشان داده شده است که با لنگر حاصل از نیروی افقی بال، P_{bf} در تعادل خواهد بود. داریم:



شکل ۲۱ استفاده از بالهای افقی به جای نبشی

$$P_{bf} = M / h$$

پس

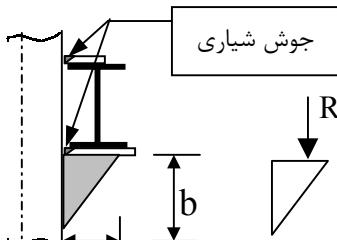
$$\begin{aligned} M' &= P_{bf} \cdot e = \frac{Me}{h} \quad \therefore f_t = \frac{M'}{s} = \frac{Me/h}{tL^2/6} \\ M &= \frac{thL^2 f_t}{6e} \end{aligned} \quad \text{لنگر مجاز اتصال} \quad (17)$$

e و *h* ضخامت، طول و عرض ورقهای افقی، *L* ارتفاع مقطع تیر، و *f_t* تنش کششی مجاز جوش شیاری می‌باشد. ضمناً برای انتقال عکس العمل قائم تیر (نیروهای وزنی)، می‌توان یک یا چند لچکی زیر ورق زیرین قرار داد. تنش اوج در لبه آزاد این لچکی از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$f_{max} = \frac{1}{z} \cdot \frac{R}{at} \leq 0.6 f_y \quad \text{تنش اوج لچکی} \quad (18)$$

$$z = 1.39 - 2.2 \left(\frac{a}{b} \right) + 1.27 \left(\frac{a}{b} \right)^2 - 0.25 \left(\frac{a}{b} \right)^3$$

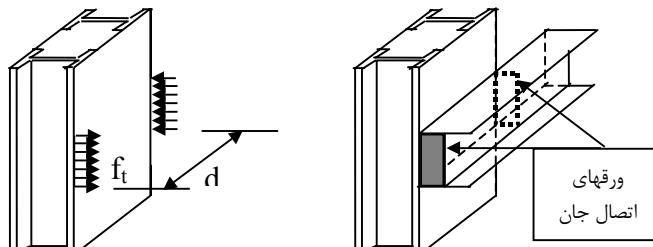
R عکس العمل قائم تیر، t ضخامت لچکی و γ_f تنش تسلیم فولاد است.



شکل ۲۴ استفاده از لچکی برای انتقال عکس العمل قائم تیر

ورق اتصال جان

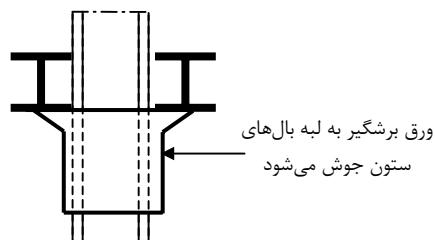
یک روش دیگر برای تقویت اتصال خرجینی، استفاده از ورقهای شکل ۲۵ است که جان و بالهای تیررا به لبه بال ستون متصل می‌سازد. کارایی این ورقها ابتدا در آزمایش‌های کرمی و مقدم (۱۴) به اثبات رسید. در این آزمایش‌ها، با استفاده از این شیوه تقویت، نمونه ساخته شده توانست تا حد تسلیم تیر مقاومت کرده و تسلیم نشود.



الف. ورقهای اتصال به لبه بال ستون جوش می‌شود
ب. نیروها وارد به ورقهای اتصال جان

شکل ۲۵ تقویت اتصال خرجینی بكمک ورقهای اتصال جان

یک روش پیشنهادی برای مقاوم سازی اتصالات خرجینی موجود، نصب ورق برشگیر شکل ۲۶ به بالهای ستون است که در صورت گسیختگی نبیشی زیرین، می‌تواند همه عکس العمل قائم تیر را تحمل کند و از فرو ریختن سقف جلوگیری نماید.

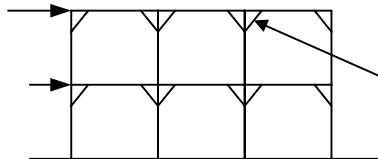


شکل ۲۶ استفاده از ورق برشگیر برای تحمل عکس العمل قائم تیر

روش احتراز

در مقابل روش مقابله که قبل از تشریح شد، روش احتراز قرار دارد که مبتنی بر ممانعت از ایجاد لنگر در اتصال، و یا کاهش لنگر است. یک شیوه رایج استفاده از دستک است. به کمک دستک، تیر و ستون در نزدیکی اتصال به هم بسته می‌شوند

و درنتیجه اتصال فرصتی برای چرخش و تغییر زاویه پیدا نمی‌کند. بدین ترتیب، هنگامی که سازه در معرض زلزله قرار می‌گیرد، در حالی که قابها می‌توانند با کنش قابی دربرابر نیروهای جانبی ناشی از زلزله بایستند، لنگر چندانی در اتصالات ایجاد نمی‌شود.



شکل ۲۷ استفاده از دستک برای تقویت قابهای اتصال خرجینی

نتیجه‌گیری

بر اساس مشاهده رفتار ساختمانهای متعارف در زلزله چنگوره - آوج و سایر زلزله‌های مشابه و تحقیقات انجام شده می‌توان چنین نتیجه گرفت:

۱. با توجه به شرایط لرزه‌می‌ساخت ایران و کوتاه بودن دوره بازگشت زلزله‌های با بزرگی افزون بر ۶/۵ ریشتر، ساختمانهای متعارف در روستاها و شهرهای کوچک که از مصالح بنایی ساخته می‌شوند بسیار آسیب پذیرند. علاوه بر این، ساختمانهای اسکلت فولادی با اتصال خرجینی نیز در خطرند.
۲. به علت نبود نرمی (شکل پذیری) در ساختمان با مصالح بنایی، مقاومت این نوع ساختمان باید بیش از نیروی ارجاعی زلزله باشد و گرنه در زلزله‌های قوی و متوسط فرو پایدار نمی‌ماند.
۳. روش عملی و مؤثر تقویت چنین ساختمانهایی، تسلیح و یا کلاف‌بندی دیوارهای برشی است. در این مقاله روش محاسبه مقاومت دیواربرشی مسلح و یا کلاف بندی شده ارائه شده است.
۴. تحقیقات نشان داده است که رفتار اتصال خرجینی به اتصال گیردار نزدیکتر است تا مفصلی، و این باعث می‌شود که در زلزله لنگرهای بزرگی در اتصال بوجود آید که بعلت تمرکز تنش در اتصال ممکن است موجب گسیختن اتصال گردد. برای جلوگیری از خطر فرو ریختن ساختمانهای اتصال خرجینی، روش‌های تقویت این نوع اتصال ارائه شده است.

مراجع

۱. مقدم، حسن، ۱۳۷۳، طرح لرزه‌ای ساختمانهای آجری، انتشارات دانشگاه صنعتی شریف.
2. Priestley, M. J. N., 1980, *Masonry*, in E. Rosenblueth (ed), *Design of earthquake resistant structures*, Pentech Press.
3. Hendry, W.H., 1981, *Structural brickwork*, MacMillan Press.
4. Sinha, B. P., Hendry, A. W., 1969, *Racking tests on storey height shear wall structures with openings subjected to precompression, designing engineering and constructing with masonry products*, Ed. F. B. Johnson, Gulf Hudston, pp. 192-9.
5. Chinwah, J. C. G., 1972, *Shear resistance of brick shear walls*, PhD thesis, University of London.
6. Pieper, K., 1971, *Shear tests on walls*, Proc of 2nd Intn. Brick Masonry Conf., Stoke-on-trent, UK, pp. 140-3.
7. Schneider, H., 1976, *Tests on shear resistance of masonry*, Proc. of 4th Intn Brick Masonry Conf., Brugge, paper 4.b.12.
۸. مقدم، حسن، ۱۳۷۴، رفتار دیوارهای آجری مسلح در برابر زلزله، دومین کنفرانس بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله، صفحات ۸۰۷-۸۱۸.

۹. مقدم، حسن، ۱۳۷۳، رفتار ساختمانهای آجری مسلح و غیر مسلح در برابر زلزله، انتشارات مؤسسه بین المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله.
10. Moghaddam, H.A, Seismic behaviour of brick infilled frames, PhD Thesis, Civil Eng Dept, Imperial College, London
11. Moghaddam, H. A., Dowling, P.J, 1987, The state-of-art in infilled frames, ESEE report, No 87-2, Imperial college, London.
12. Riddington, J., Stafford-Smith, B. S., 1977, Analysis of infilled frames subjected to racking with design recommendations, *J. Structural Engineers*, 52, No. 6, 263-268.
13. Liauw, T. C, Kwan, K H., 1983, Plastic theory of infilled frames with finite interface shear strength, *Proc Instn Civ Engrs, Part 2*, 75, Dec, 707-723.
۱۴. کرمی، رضا، ۱۳۷۰، خواص مکانیکی اتصالات خرچینی، رساله کارشناسی ارشد به راهنمایی دکتر حسن مقدم، دانشگاه صنعتی شریف.
۱۵. مقدم، حسن، کوهیان، رویا، ۱۳۷۴، مدلسازی و تحلیل قاب با اتصالات خرچینی و اثر آنها بر نیروهای داخلی قاب، دوین کنفرانس بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله، صفحات ۹۵۵ - ۹۶۴.
۱۶. صادقیان، پدرام، ۱۳۷۸، روشهای تحلیل و تقویت اتصالات خرچینی، رساله کارشناسی ارشد به راهنمایی دکتر حسن مقدم، دانشگاه صنعتی شریف.
۱۷. پرهیزکار، طیبه، و همکاران، گزارش فوری - مقدماتی زمین لرزه چنگوره - آوج (اول تیر ۱۳۸۱)، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، تیرماه ۱۳۸۱.

قدیم	رابطه جديد	مرجع	شكل جديد
٤١	١	١-٢٢ .١	١
٩٧	٢	٢-٢٢ .١	٢
٩٨	٣	١٧ .٣	٣
		٢٢ .٣	٤
		٢٧ .٣	٥
			٦