

بررسی رفتار اعضا و اتصالات ساختمانهای بتنی در زلزله ۱۷ اوت ۱۹۹۹ ایزمیت ترکیه

بهرخ حسینی هاشمی، استادیار پژوهشکده مهندسی سازه پژوهشگاه

۱- مقدمه

کشور ترکیه در تاریخ ۱۷ اوت سال ۱۹۹۹ مخربترین رویداد زمین لرزه خود را در قرن اخیر تجربه نمود. بزرگای گشتاوری این زمین لرزه ۷/۴ و مرکز آن شهر گولجوک از توابع استان کوجائلی در حدود یازده کیلومتری جنوب شرقی شهر ایزمیت گزارش گردید (USGS). زمین لرزه گولجوک (ایزمیت) که در ساعت ۳:۰۲ به وقت محلی رخ داد در ناحیه وسیعی احساس شد به طوری که در دورترین نواحی از مرکز زلزله از جمله شهرهای بولو در فاصله ۲۰۰ کیلومتری از شرق، زونگولداک در فاصله ۲۶۰ کیلومتری از شمال شرقی، اسکی شهر در فاصله ۱۸۰ کیلومتری از جنوب شرقی، بورسا در فاصله ۱۳۰ کیلومتری از جنوب غربی و استانبول (منطقه آوجیلر) در فاصله ۱۲۰ کیلومتری از شمال غربی مرکز زلزله خسارت دیدند و تلفات جانی نیز داشتند. بر اساس گزارش مرکز مدیریت بحران دولت ترکیه تا تاریخ نهم سپتامبر ۱۹۹۹ تعداد کشته شدگان این فاجعه بالغ بر ۱۵۳۷۰ نفر و تعداد مجروحین ۲۳۹۵۴ نفر اعلام گردید. بر اساس همین گزارش، ۱۳۲۸۹۲ واحد ساختمانی خسارت دیدند که از این میزان، ۴۱۲۶۶ واحد خسارت شدید تا تخریب، ۴۳۶۱۸ واحد خسارت متوسط و ۴۸۰۰۸ واحد با خسارت اندک ارزیابی و تخمین زده شدند.

پایگاههای نظامی، ساختمانهای مدارس، بیمارستانها، بزرگراهها، ساختمانهای صنعتی و پلها بر اثر این زمین لرزه به میزان مختلفی خسارت دیدند. ساختمانهای تخریب شده اکثراً ساختمانهای چهار تا هشت طبقه با قاب بتن آرمه بدون دیوار برشی بودند. شایان ذکر است که اکثریت ساختمانها در ترکیه با استفاده از بتن آرمه ساخته شده اند و بعضاً ساختمانهای فلزی آن هم در کارخانه ها و یا ساختمانهای با مصالح بنایی و چوبی یک تا سه طبقه مشاهده می گردد. در این قسمت از مقاله هدف تعیین علت خسارات وارده بر ساختمانها می باشد. در این راستا، مراحل

اجرایی احداث ساختمان در کشور ترکیه، ارزیابی کد طراحی لرزه ای، تجزیه و تحلیل علت شکست در هر عنصر سازه ای و در انتها جمع بندی و نتیجه گیری موارد مزبور ارائه گردیده است.

۲- مراحل اجرایی احداث ساختمان در کشور ترکیه

وسایل ارتباط جمعی ترکیه بلافاصله پس از سانحه تأسف بار ۱۷ اوت، مسبب اصلی فاجعه را پیمانکاران سودجویی دانستند که با استفاده از مصالح نامرغوب باعث شکست ساختمانها گردیده اند؛ اما، متأسفانه باید پذیرفت که این نکته تنها قسمتی از حقیقت امر را تشکیل می دهد. روند احداث ساختمان در کشور ترکیه از مرحله اولیه طرح معماری و طراحی سازه ای تا مرحله ساخت، نظارت، تعمیر و نگهداری با اشکالات بسیار زیادی همراه است.

با توجه به دستمزدهای کم مهندسين هیچ زمينه رقابتي براي ارتقاء کيفی کار توسط مهندسين سازه به چشم نمی خورد. هر مهندس تازه فارغ التحصيل مجاز به طراحی ساختمان با هر تعداد طبقه می باشد. مسؤليت و اجرای اکثریت ساختمانهای مسکونی نیز به عهده پیمانکاران تجربی است که هیچ گونه مدرک فنی نیز ندارند. بر اساس مقررات نظام مهندسی ترکیه هر طرح باید توسط دفاتر فنی شهرداریهای ذی ربط کنترل گردد؛ اما، متأسفانه دفاتر فنی شهرداریها با عدم قبول این مسؤليت فقط به جمع آوری هزینه های مجوز ساخت، صدور پروانه و مهر تصویب طرح پرداخته و مسؤليت طرح را تا پایان کار به عهده طراح آن واگذار می نمایند. به همین دلیل، طبیعی است که ساختمان تمام شده هیچ شباهتی به طرح تصویب شده اولیه نداشته باشد. در مورد صدور مجوز پایان کار نیز به نظر می رسد که یک نوع فساد اداری حاکم بر سیستم نظامات مهندسی مشکل مجوز را حل می نماید،

به طوری که ساکنین ساختمانهای بدون مجوز پایان کار، در انتها از تمام تسهیلات انشعاب آب، برق، تلفن و... برخوردار می گردند [۱].

با توجه به رقابت شدید پیمانکاران ساختمانی برای احداث خانه های ارزان قیمت، هر واحد مسکونی به مبلغ ۱۰,۰۰۰ تا ۱۵,۰۰۰ دلار در مناطق خسارت دیده به فروش رسیده است. طبیعی است که با عدم نظارت عالییه نظامات مهندسی ذی ربط، پیمانکاران سودجو برای احداث واحد مسکونی مورد نظر با چنین قیمت نازلی اقدام به استفاده از مصالح نامرغوب، تغییر در نقشه ساختمانی و ... نمایند. مطبوعات ترکیه (روزنامه *Gazet* ۹۹/۸/۲۲) در هفته های اول پس از این فاجعه نوشتند پیمانکاری به نام ولی گوچر که قریب به ۳۰۰۰ واحد مسکونی ساخته شده توسط نامبرده تخریب شده بود به زندان افتاد (تصویر ۱). نکته مهم این است که چرا مسؤولیت جان هزاران نفر از افراد بی گناه که به دنبال یک سرپناه برای خود هستند به امثال آقای گوچر که یک پیمانکار تجربی است واگذار شده است.



تصویر (۱): ولی گوچر پیمانکار بازداشت شده

دست اندرکاران تهیه نقشه جامع و توسعه شهری نیز دور از مسائل بلایای طبیعی به ارائه طرح گسترش شهر پرداخته به طوری که در بسیاری از شهرها گسل از مرکز شهر عبور نموده است. کمیته بلایای طبیعی کشور نیز فقط در هنگام وقوع یک حادثه به عنوان یک قدرت مطلق حاضر شده و برای خانواده هایی که سرپناه خود را از دست داده اند به ساخت واحد دیگری با مشخصات مذکور مبادرت می نماید. با توجه به مطالب مزبور آسیب پذیری ساختمانهای ترکیه در مقابل زلزله امری دور از انتظار نبود.

۳- کد طراحی لرزه ای کشور ترکیه

زلزله بزرگ در ارزنجان در ۲۶ دسامبر سال ۱۹۳۹ به تدوین اولین کد لرزه ای در کشور ترکیه منجر گردید. در سال ۱۹۴۰ ابتدا به صورت

موقتی مقرراتی برای طرح لرزه ای انتشار یافت تا در سال ۱۹۴۴ اولین کد طراحی لرزه ای تدوین شده، لازم الاجرا گردید. بازنگری بر روی کد قدیم به ترتیب در سالهای ۱۹۴۹، ۱۹۵۳، ۱۹۶۱، ۱۹۶۸، ۱۹۷۵ و اخیراً در سال ۱۹۹۷ انجام و در زلزله ۱۷ اوت ۱۹۹۹ گولجوک (ایزمیت) با توجه به قدمت اکثریت ساختمانهای خسارت دیده حداقل باید کد سال ۱۹۷۵ برای طراحی مقاوم لرزه ای این ساختمانها لازم الاجرا بوده باشد.

۳-۱- کد سال ۱۹۷۵

در این قسمت تنها به ذکر نکات مهم کد طراحی مقاوم لرزه ای اشاره می گردد. با توجه به اینکه اکثریت ساختمانها در ترکیه با استفاده از بتن آرمه ساخته شده اند مشخصات مورد نظر کد، برای طراحی و اجرای ساختمانهای بتن آرمه در مناطق زلزله خیز نیز ذکر شده است.

۳-۱-۱- روش تجزیه و تحلیل برای طراحی لرزه ای ساختمانها

بر اساس کد سال ۱۹۷۵ ترکیه کلیه ساختمانهایی که سیستم باربر سازه ای آنها متشکل از دال و تیر و یا تیر به همراه ستون می باشد و ستونها و دیوارهای برشی به طور پیوسته در تمام ارتفاع یا کف پی ادامه دارند به عنوان سیستم های باربر منظم نامیده می شوند. کلیه ساختمانهای اسکلت بتنی و فولادی با ارتفاع کمتر از ۷۵ متر از سطح پی را که دارای سیستم باربر منظم می باشند و همچنین کلیه ساختمانهای با مصالح بنایی، دودکشها و منابع هوایی را می توان با روش استاتیکی معادل برای نیروهای زلزله تحلیل نمود. بر اساس این تحلیل، حداقل نیروی برشی پایه در هر یک از امتدادهای ساختمان از رابطه (۱) محاسبه می گردد:

$$F = CW \quad (1)$$

در رابطه (۱)، C ضریب زلزله می باشد و توسط رابطه (۲) به دست می آید:

$$C = C_o KSI \quad (2)$$

در این رابطه، $C_o = 0.03, 0.06, 0.08, 0.10$ ضریب زلزله منطقه، $K = 0.6-3$ ضریب نوع ساختمان ($K=0.6$ برای ساختمانهای با قاب خمش گیر بتنی یا فلزی بوده که در آن از میانقابهایی با مصالح بنایی مسلح و یا بتنی استفاده شده است و $K=3$ برای منابع هوایی است)، S ضریب بار تاب ساختمان که با استفاده از طیف بازتاب طرح به دست آمده و حداکثر آن برابر یک است و I ضریب اهمیت ساختمان بوده که حداقل آن برابر یک و حداکثر آن $1/5$ می باشد.

از 225 kg/cm^2 (B 225) باشد. در کلیه مناطق لرزه ای بتن پاییده وسیله میکسرهای مکانیکی مخلوط و یا ویراتور نیز فشرده گردد. - برای تأمین شکل پذیری متوسط در سازه های بتن آرمه ضوابط زیر در طراحی و اجرای اعضای سازه بتن آرمه باید رعایت گردد.

۱-۲-۳- ستونها

الف) حداقل بعد ستونهای بتن آرمه از ۲۵ سانتیمتر و همچنین از $\frac{1}{4}$ ارتفاع طبقه نباید کمتر انتخاب شود. علاوه بر آن، نسبت بعد بزرگتر ستون به بعد کوچکتر آن نباید بزرگتر از سه گردد. در ستونهای با مقطع دایره ای حداکثر قطر ستون به ۳۰ سانتیمتر محدود می گردد.

ب) مقدار آرماتور طولی در ستونها نباید از یک درصد مقطع ستون کمتر باشد و حداکثر آن در مورد انواع بتنها به مقادیر زیر محدود می گردد:

برای بتن B 160	برابر	3%
برای بتن B 225	برابر	3.5%
برای بتن B 300	برابر	4%

در محل وصله آرماتورهای طولی، درصد کل آرماتورهای طولی اعم از آرماتورهای وصله شونده و آرماتورهای قطع شده، نسبت به سطح مقطع ستون، نباید از مقادیر زیر تجاوز نماید:

برای بتن B 160	برابر	4%
برای بتن B 225	برابر	5%
برای بتن B 300	برابر	6%

۱-۲-۳-۱- محدوده بالایی و پایینی ستون

رعایت نکات ذکر شده در این قسمت برای جلوگیری از شکست ترد در نواحی از ستون که تحت اثر توأم نیروی محوری، نیروی برشی و لنگر خمشی می باشند الزامی است. این نواحی محدود به قسمت بالا و پایین ستون هر طبقه در محل اتصال ستون به تیر یا پی بوده و در طولی که بیشترین مقدار بزرگترین بعد مقطع و یا قطر ستون مدور، $\frac{1}{4}$ طول ستون طبقه داخل به داخل و ۴۵ سانتیمتر می باشد خاموتهای ویژه قرار داده می شود (شکل ۲). در این نواحی نسبت حجمی (μ_s) خاموتهای مستطیلی و یا دورپیچ مدور نباید نه از $\frac{1}{10}$ و نه از فرمول (۴) کمتر گردد:

$$\mu_s = 0.12 \frac{f'_c}{F_y} \quad (4)$$

در رابطه (۴)، f'_c مقاومت فشاری نمونه ۲۸ روزه استوانه ای بتنی و F_y مقاومت حد جاری شدن خاموت است. نسبت حجمی از حاصل تقسیم حجم خاموت استفاده شده در فاصله دو خاموت متوالی به حجم هسته

ضریب نوع ساختمان و ضریب اهمیت ساختمان استفاده شده در کد سال ۱۹۷۵ ترکیب با ضرایب به کار رفته در کد UBC سال ۱۹۸۸ مشابه است. با توجه به نقشه پهنه بندی خطر نسبی زلزله، ترکیب به چهار منطقه تقسیم شده است (شکل ۱). شکل مذکور نشان می دهد



شکل (۱): نقشه پهنه بندی خطر نسبی زلزله ترکیب (۱۹۷۲)

مناطق که در زلزله اخیر خسارت دیدند همگی در داخل منطقه خطرپذیری بالا قرار داشتند. در این مناطق ضریب C_o برابر ۰.۱۰ انتخاب شده است که نسبت به کد قدیم ۱۹۶۱ و ۱۹۶۸ با $C_o = 0.06$ این ضریب افزایش یافته است. همین ضریب در کد UBC سال ۱۹۸۸ برابر ۰.۱۴ پیشنهاد شده است. ضریب بازتاب ساختمان با مقدار بیشینه یک بر پایه رابطه (۳) می باشد:

$$S = 1 / [0.8 + T - T_o] \quad (3)$$

در رابطه (۳)، T زمان تناوب اصلی ساختمان و T_o ضریبی است که بر حسب نوع خاک تعیین می گردد. ترکیب جزو اولین کشورهایی بود که در کد طراحی لرزه ای ضریب بازتاب ساختمان را در محاسبه ضریب زلزله وارد نمود؛ در حالی که، UBC همین ضریب را در سال ۱۹۷۶ در طراحی لرزه ای ساختمانها منظور کرد [۲].

در مورد قسمتهای الحاقی نظیر دیواره های دست انداز، دودکشها، قسمتهای کنسولی و بالکن ها ضریب C محاسبه شده از رابطه (۱) را باید سه برابر نمود و نیروی جانبی زلزله (F) حاصل از رابطه (۲) را باید در محل مرکز ثقل قسمت الحاقی و در جهتی که بحرانی ترین شرایط را فراهم می آورد قرار داد.

۱-۲-۳- طراحی مقاوم ساختمانهای بتنی در مقابل زمین لرزه

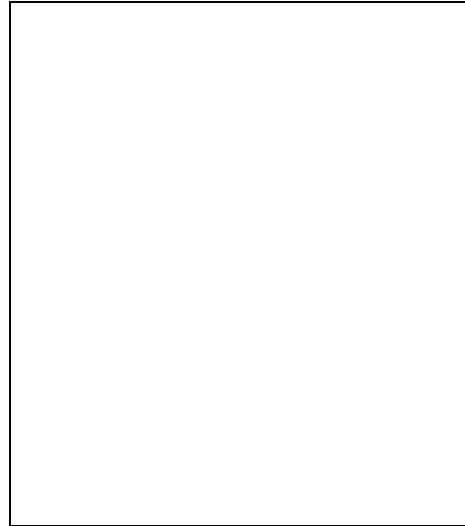
بر اساس کد طراحی مقاوم لرزه ای کشور ترکیه [۳] توصیه های زیر را باید در طراحی و اجرای ساختمانهای بتنی به کار برد:

- در کلیه ساختمانها با ضریب اهمیت بیش از یک که در مناطق با خطر لرزه پذیری درجه یک یا دو ساخته می شوند، مقاومت فشاری نمونه مکعبی بتن مورد استفاده در ساختمان باید بیش

بتن محصور شده در این فاصله به دست می آید. سطح مقطع هر ساق خاموت (A_e) نباید از مقدار داده شده در رابطه (۵) کمتر باشد:

$$A_e = \frac{a\mu_s S}{3} \quad (5)$$

در این رابطه، a بیشترین طول مهار نشده هر بازوی خاموت و S فاصله مرکز تا مرکز خاموت است.



شکل (۲): خاموت گذاری ستون

حداقل قطر خاموتها برابر $\phi 8$ می باشد و فواصل این آرماتورها در محدوده تعریف شده از ۵ سانتیمتر کمتر و از ۱۰ سانتیمتر بیشتر نباید باشد. علاوه بر آن، قلاب انتهایی این آرماتورها باید با خم 90° و با گسترش طولی ۱۰ برابر قطر آرماتور در داخل هسته بتن مهار گردند (شکل ۳ الف و ب). از خاموت تک شاخه می توان برای کاهش طول مهار نشده ساق خاموت بسته (a) و بستن آرماتورهای طولی میانی ستون



شکل (۳)، الف و ب): طول مهار نشده هر بازوی خاموت؛ پ: نمودار آزاد ناحیه اتصال تیر- ستون

استفاده نمود. در این قسمت هر دو انتهای خاموت تک شاخه به صورت نیمه دایره قلاب شده و با گسترش طولی ۱۰ برابر قطر میلگرد در داخل هسته بتن دهن می گردد (شکل ۳، ب). این میلگردها باید هم به خاموتها و هم به آرماتورهای طولی بسته شوند تا مانع از جا به جایی آنها در هنگام بتن ریزی گردند.

برای بتن B225 و میلگرد AI که در اکثر ساختمانهای ترکیه استفاده شده است $\mu_s = 0.01$ می گردد. در این حالت در صورت رعایت S در محدوده بالایی و پایینی ستون به مقدار ۱۰ سانتیمتر و استفاده از خاموت $\phi 8$ مقدار طول مهار نشده هر ساق خاموت بسته بر اساس رابطه (۵) نباید از ۱۵ سانتیمتر تجاوز نماید.

۳-۱-۲-۲- ناحیه میانی ستون

در این ناحیه از ستون، حداقل سطح مقطع لازم برای خاموتها، بر اساس تحمل نیروی برشی ناشی از بار ثقلی و بار جانبی ناشی از زلزله محاسبه می گردد. در این ناحیه فاصله مرکز تا مرکز خاموتها نباید از مقادیر نصف بعد بزرگتر ستون، ۱۲ برابر قطر کوچکترین آرماتور طولی و ۲۰ سانتیمتر بزرگتر انتخاب گردد. محل وصله آرماتورهای طولی بهتر است در ناحیه میانی ستون واقع گردد.

۳-۱-۲-۳- ناحیه اتصال تیر- ستون

در ناحیه اتصال تیر- ستون خاموتهای ستون باید برای مقاومت در مقابل بیشینه نیروی برشی احتمالی در این ناحیه طراحی گردند. نمودار آزاد ناحیه اتصال تیر- ستون در شکل (۳، پ) نشان داده شده است. در هر مقطع $A-A$ در این ناحیه نیروی برشی (V_A) با توجه به رابطه (۶) به صورت محافظه کارانه محاسبه می گردد:

$$V_A = -\frac{M_{right}}{Z_{right}} + \frac{M_{left}}{Z_{left}} - V_o \quad (6)$$

در رابطه (۶)، Z_{right} و Z_{left} بازوی لنگر مقطع تیر سمت راست و سمت چپ می باشد. البته در ستونهای کناری M_{left} یا M_{right} از رابطه (۶) بسته به مورد حذف می گردد.

در محل اتصال تیر- ستون هنگامی که چهار تیر به ستون یکسانی متصل می گردند و همچنین لاغرترین تیر از نظر عرض، حداقل دارای عرضی معادل نصف بعد ستون متصل شونده در صفحه اتصال بوده و علاوه بر آن کم عمق ترین تیر دارای ارتفاعی برابر حداقل ۷۵٪ ارتفاع عمیق ترین تیر می باشد؛ در این حالت، می توان مقدار خاموتهای محاسبه شده را به نصف تقلیل داد. به هر حال مقدار خاموتها در واحد طول در ناحیه اتصال تیر به ستون نباید از مقدار نظیرش در ناحیه میانی ستون کمتر گردد.

تیر شده و اولین آرماتور عرضی نیز باید در فاصله پنج سانتیمتری از بر ستون متصل شونده به تیر قرار گیرد.

- دیوارهای جداکننده باید حتی المقدور نازک و از مصالح سبک ساخته شوند. این دیوارها باید به نحوی طراحی و اجرا گردند که اثرهای آنها بر روی پریود طبیعی و رفتار پیچشی سازه حتی المقدور کم باشند.

- متأسفانه هیچ گونه شرط و یا توصیه ای برای استفاده از فولاد آجدار در مناطق با خطر لرزه خیزی بالا در کد ترکیه مشاهده نمی گردد. بر اساس مشاهدات به عمل آمده از مناطق زلزله زده در اکثریت ساختمانهای خسارت دیده از میلگرد ساده استفاده شده بود و بندرت در بعضی از ساختمانها میلگرد آجدار به کار رفته بود.

۴- بررسی علل خسارت در ساختمانها

در این بخش جزئیات ساختمانهای خسارت دیده بررسی و علت هر نوع شکست در اعضای سازه ای و غیرسازه ای مورد تجزیه و تحلیل قرار می گیرد. در این راستا، شکست ستونها و علت شکست گره اتصال بررسی و انواع شکست در تیرها، شکست دال راه پله و شکست بالکنها تجزیه و تحلیل می گردد. عملکرد میانقابهای سازه های تخریب شده، شکست سازه ناشی از عدم رعایت فلسفه ستون قوی- تیر ضعیف، وجود طبقه نرم در سازه، خسارات ناشی از ضربه در ساختمانهای مجاور به یکدیگر بررسی و به موارد ضعف طراحی و ضعف اجرایی اشاره گردیده است.

۴-۱- شکست ستونها

در اکثر ساختمانهای ترکیه از ستونهای مستطیلی با عرض کم، در حدود ۲۵ سانتیمتر و با بعد دیگر اکثراً بیش از ۶۰ سانتیمتر و بعضاً تا ۱۰۰ سانتیمتر استفاده شده است. نسبت ابعادی ستونها در ساختمانهای ترکیه بالا بوده و این باعث می گردد که ستونها از یک سمت قوی و از سمت دیگر ضعیف شوند؛ بویژه، وقتی که میانقابها نیز در راستای بعد بزرگتر ستونها و در راستای محور ستونها و بدون جداسازی اثر سختی میانقاب بر ستون تعبیه می گردند.

فرمهای شکست مشاهده شده در ستونهای خسارت دیده در سه نوع متمایز اتفاق افتاده بود که به تفکیک درباره آنها در ذیل بحث می گردد.

۴-۱-۱- شکست ستون حول محور قوی

هنگامی که جهت نیروی زلزله در راستای بعد بزرگتر ستون قرار می گیرد ستون در معرض خطر تشکیل مفصل پلاستیک به همراه کماتش آرماتورهای طولی در انتهای ستون و یا در معرض خطر شکست

تأثیر ستونهای کوتاه در یک ساختمان که به تغییر سختی، تغییر در توزیع نیروی برشی، تغییر در پریود سازه و علاوه بر آن اثرهای پیچشی منجر می گردد باید در محاسبات منظور گردد. علاوه بر آن، مقدار خاموت در ستونهای کوتاه نباید کمتر از مقدار خاموت ویژه بیان شده در قسمت محدوده بالایی و پایینی ستون باشد.

۳-۱-۲- تیرها

الف) حداقل ابعاد تیرهای بتن آرمه به 30×20 سانتیمتر محدود می گردد و عرض تیر نیز نباید از $1/5$ برابر ارتفاع تیر بعلاوه عرض ستون متصل شونده در جهت عمود بر محور تیر بیشتر گردد.

ب) آرماتورهای طولی بالا و پایین تیرهای خم شونده به ستونهای کناری باید تا وجه دیگر ستون ادامه یافته و سپس با خم نود درجه و طول مهار کافی در داخل ستون مهار گردند (شکل ۴).

آرماتورهای طولی بالا و پایین تیرهای سرتاسری باید از مقطع ستون عبور نمایند. در حالتی که تیر سرتاسری در دو سمت ستون دارای عمق متفاوت باشند باید شرایط اتصال تیرهای خم شونده، به ستونهای کناری را رعایت نمود.



شکل (۴): خاموت گذاری تیر

پ) آرماتور عرضی تیرها باید برای تحمل نیروی برشی ناشی از بار ثقلی و لنگرهای انتهای نیروی زلزله طراحی شوند. حداقل قطر میلگرد مورد استفاده ۸φ بوده و فواصل آنها از عرض و نصف ارتفاع تیر نباید بیشتر گردد.

ت) در هر انتهای تیر در فاصله ای حداقل دو برابر ارتفاع تیر سطح مقطع آرماتور عرضی تیر (A_s) از مقدار زیر نباید کمتر گردد:

$$A_s = 0.15 \frac{s}{h} A_B \quad (7)$$

در رابطه (۷)، A_B سطح مقطع آرماتور طولی تیر، s فواصل آرماتورهای عرضی از یکدیگر و h ارتفاع مفید تیر می باشد.

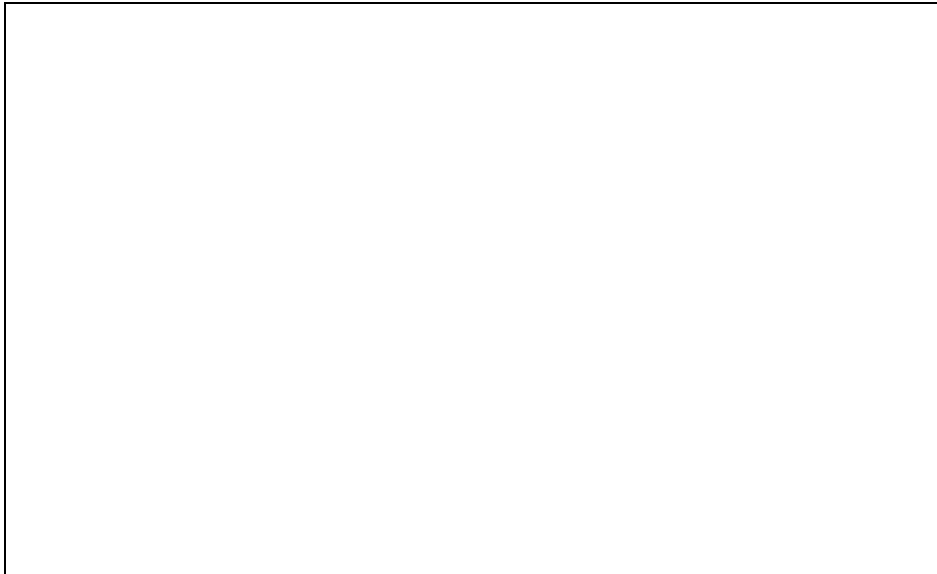
فواصل آرماتورهای عرضی در این ناحیه نیز محدود به $\frac{1}{4}$ ارتفاع

حول محور قوی آن با شکل گیری مفصل پلاستیک به همراه کمانش آرماتورهای طولی در بالای ستون و وجود ترکهای برشی در قسمت پایین ستون کاملاً مشهود می‌باشد. علاوه بر آن، عدم مهار خاموتها در داخل هسته بتن به دلیل خم نود درجه آنها و مهار ناکافی آرماتورهای طولی که نتیجه آن کمانش آنها بوده است، به دلیل عدم استفاده از خاموت دوگانه یا بیشتر و یا عدم استفاده از خاموتهای تک شاخه به وضوح مشاهده می‌گردد.

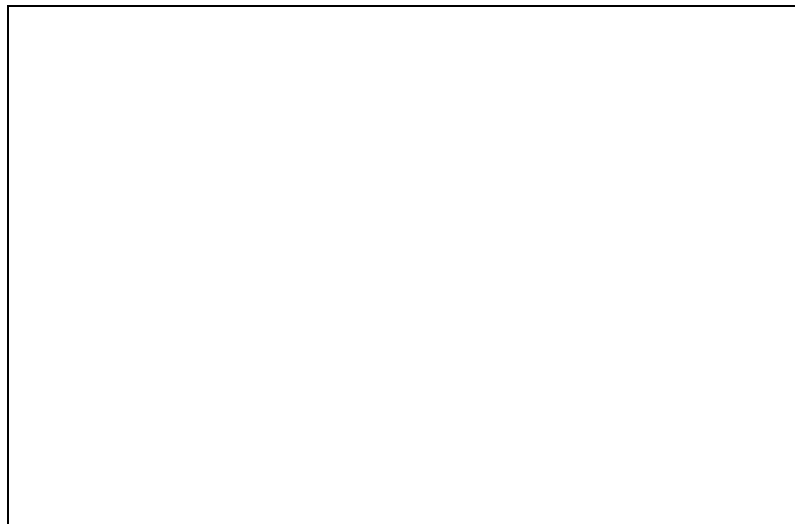
۴-۱-۲- شکست فشاری ستون

هنگامی که وصله کلیه آرماتورهای طولی درست در بالای دال بتنی با طول مهار ناکافی و عدم مهار صحیح آرماتورهای طولی

برشی در میانه ستون می‌گردد. عدم رعایت ضوابط شکل پذیری و خاموت گذاری ویژه در دو انتهای ستون نیز این ناحیه را منطقه بحرانی تری به دلیل تحمل نیروی محوری و برشی و لنگر خمشی می‌نماید. تصویر (۲) وجود تشکیل مفصل پلاستیک در بالای ستون به همراه شکست برشی با ترک مورب بر روی ستون به دلیل فواصل زیاد خاموتها در کنار ستون دیگر (ستون سمت چپ در تصویر سمت چپ) که به دلیل پدیده ستون کوتاه، شکست برشی داشته است را نشان می‌دهد. ساختمان مذکور در منطقه کرفز واقع در ۲۰ کیلومتری مرکز زلزله قرار دارد. ستون دیگری از یک ساختمان واقع در شهر آداپازاری حوالی ۸۰ کیلومتری گولجوک در تصویر (۳) مشاهده می‌گردد. شکست ستون



تصویر (۲): شکست ستون حول محور قوی

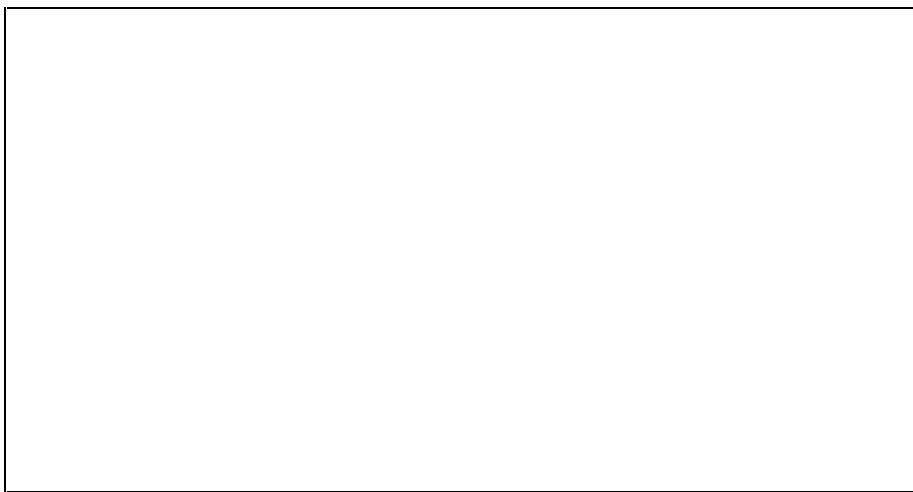


تصویر (۳): شکست ستون حول محور ضعیف

توصیه می‌گردد که محل وصله آرماتورهای طولی ستون حتی المقدور در ناحیه میانی ستون قرار گرفته و طول پوشش وصله نیز باید برابر طول مهار لازم برای میلگردهای کششی باشد. در کد مذکور توصیه می‌گردد که در صورت قطع آرماتورهای طولی درست در بالای کف، مقدار طول پوشش آرماتورها بسته به درصد آرماتورهای قطع شده افزایش یابد.

در تصویب‌های (۴ و ۵) دو نمونه از این نوع شکست مشاهده می‌گردد. تصویر (۴) ستون ساختمانی در شهر آداپازاری است که البته در این ستون اثری از شکست حول محور قوی نیز مشاهده می‌گردد. بتن محصور شده در بین آرماتورها کاملاً خرد شده و آرماتورهای طولی کمانه کرده اند. استفاده از خاموت تک نیز در اینجا کاملاً مشهود است.

به وسیله خاموت (استفاده از تک رکاب) صورت می‌گیرد، آرماتورهای طولی نمی‌توانند نقش خود را برای تحمل فشار به طور مطلوب ایفا نمایند. در این حالت، درصد بیشتر نیروی فشاری ناشی از لنگر واژگونی باید توسط بتن ستون تحمل گردد و این موضوع به شکست فشاری ستون منجر می‌گردد. متأسفانه در کد لریزه ای سال ۱۹۷۵ ترکیه نیز هیچ توصیه ای در مورد عدم اجرای وصله، درست در محل بالای کف نشده است و فقط توصیه در مورد محدود نمودن درصد کل آرماتورهای طولی در محل وصله می‌باشد. البته رعایت این نکته در مواردی که درصد آرماتورهای طولی ستون برای بتن B225 بیشتر از ۲/۵ درصد سطح مقطع ستون می‌باشد طراح را وادار به پرهیز از قطع کلیه آرماتورها در یک محل می‌نماید. در کد لریزه ای ۱۹۹۷ ترکیه



تصویر (۴): شکست فشاری به همراه شکست برشی ستون در محل وصله آرماتورها



تصویر (۵): شکست فشاری ستون

کلیه آرماتورهای طولی ممتد از ستون پایین نیز به صورت مستقیم درست در بالای کف قطع شده اند.

جزئیات بیشتری از شکست فشاری ستونی متعلق به ساختمانی در حومه شهر ایزمیت در تصویر (۵) مشاهده می‌گردد. طول پوشش ناکافی وصله با توجه به استفاده از آرماتورهای طولی ساده و قطع کلیه آرماتورها در فاصله ۵۰ سانتیمتری از کف، استفاده از خاموتهای تک و لذا عدم مهار آرماتورهای طولی میانی و فاصله زیاد خاموتها از یکدیگر در مقایسه با ابعاد این ستون که در شکل مشخص شده بیانگر علت شکست این ستون می‌باشد.

۴-۳- شکست ستون کوتاه

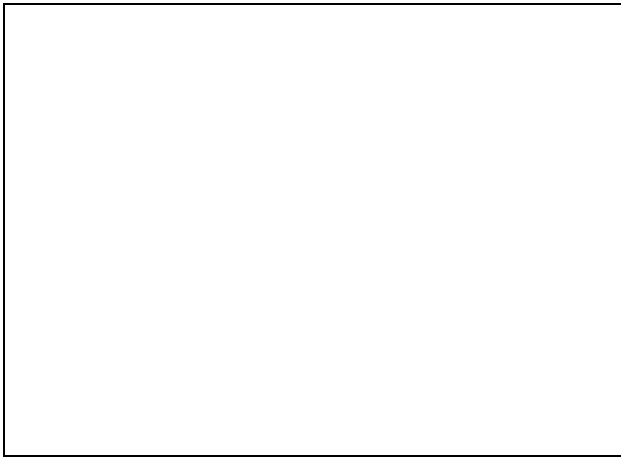
وجود بازشو در کناره ستون سبب کاهش ارتفاع مؤثر ستون می‌شود و در نتیجه ستونهایی که دارای این شرایط می‌باشند نسبت به سایر ستونها سختی بیشتری خواهند داشت. این شرایط باعث می‌گردد که نیروی جانبی بیشتری بر این ستونها اعمال گردد. عدم رعایت این تغییر سختی و در نتیجه تغییر در توزیع نیروی برشی، پیروید سازه و پیچش احتمالی حاصل از این شرایط در محاسبات، ستونهای کوتاه را در معرض شکست برشی و یا تشکیل مفاصل پلاستیک در بالا و پایین ستون کوتاه قرار می‌دهد. البته نوع شکست به ارتفاع مؤثر ستون کوتاه بستگی دارد.

سه نمونه از شکست ستون کوتاه در تصاویر (۶) و (۷، الف و ب) مشاهده می‌گردد. تصویر (۶) مربوط به ساختمان کالج در شهر یالوا است، که در قسمتی از این ساختمان ستونها در کنار پنجره‌های کوچکی قرار گرفته‌اند. ترکهای قطری تولید شده بر روی نمای خارجی کناره پنجره‌ها بیانگر شکست برشی ستونهای کوتاه می‌باشد.

در تصویر (۷، الف) پدیده شکست ستون کوتاه در ستونهای داخلی ساختمان مدرسه ای در شهر یالوا مشاهده می‌گردد. علی‌رغم تأکید کد سال ۱۹۷۵ مبنی بر کاهش فواصل خاموتها در تمام ارتفاع ستون کوتاه و استفاده از شرایط خاموت گذاری ویژه در این نواحی، فواصل آنها در این ستون بیش از حد و برابر ۲۵ سانتیمتر می‌باشد.

ساختمان کالج دیگری که در شهر آداپازاری است در تصویر (۷، ب) مشاهده می‌شود. پنجره‌های عریض واقع در کناره ستونهای خارجی و ارتفاع نسبتاً زیاد آنها طول مؤثر ستون را تقریباً به نصف تقلیل داده و باعث شکل گیری مفاصل پلاستیک در بالا و پایین ستونها شده است.

در کد سال ۱۹۹۷ ترکیه تأکید گردیده است در صورتی که تتوازن از وجود ستون کوتاه در ساختمان اجتناب نمود این ستونها باید برای برش



تصویر (۶): شکست ستون کوتاه



تصویر (۷، الف): شکست ستون کوتاه تصویر (۷، ب): شکست ستون کوتاه

ناشی از $1/4$ برابر لنگرهای مقاوم نهایی دو انتهای ستون کوتاه محاسبه گردند.

۴-۲- شکست گره

متأسفانه در طراحی ساختمانهای بتن مسلح، مهندس محاسب کمتر به طراحی اتصال توجه نموده و جزئیات مربوط به این قسمت را به نقشه کش واگذار می‌نماید. گره اتصال در یک سازه، نقطه ای است که دارای تمرکز نیروی زیاد و سختی بالایی می‌باشد. به همین دلیل در هنگام زلزله، تحت نیروهای بزرگی قرار می‌گیرد؛ لذا، عدم دقت کافی در طراحی اتصال به شکست آن منجر می‌گردد.

در کد لرزه ای سال ۱۹۷۵ ترکیه مقدار حداقل خاموت مصرفی در راستای ارتفاع گره اتصال به مقدار خاموت لازم در ناحیه میانی ستون محدود می‌گردد. در مواقعی که ارتفاع اتصال (ارتفاع عمیق ترین تیر متصل به اتصال) از نصف ارتفاع میانی ستون کمتر باشد، با فرض

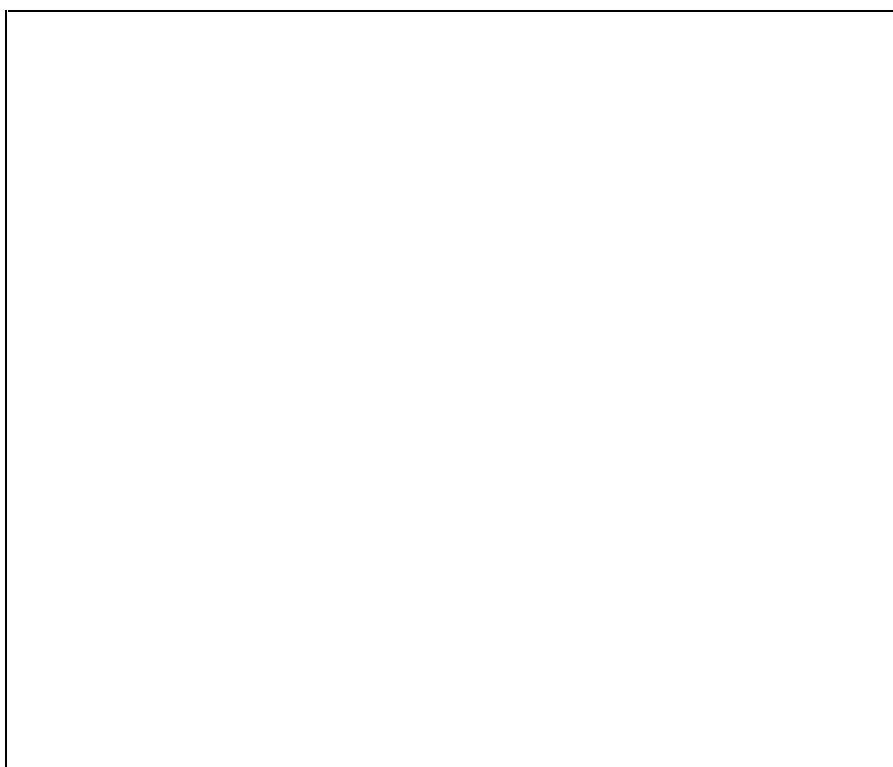
استفاده از همان نمره خاموت مصرفی در ناحیه میانی برای ارتفاع اتصال فواصل خاموتها در ناحیه اتصال به کمتر از نصف فواصل خاموتها در ناحیه میانی ستون تقلیل می‌یابد؛ لذا، با توجه به بیشینه فاصله ۲۰ سانتیمتر در ناحیه میانی، فواصل خاموتها در ناحیه ارتفاع اتصال به کمتر از ۱۰ سانتیمتر باید برسد. بالعکس اگر ارتفاع اتصال از نصف ارتفاع میانی ستون بیشتر گردد (ارتفاع میانی ستون بستگی به نواحی خاموت گذاری ویژه مرتفع شده و در عوض، ارتفاع ناحیه میانی ستون کاهش می‌یابد)، بیشینه فاصله خاموتها در ناحیه ارتفاع اتصال به بیش از ۱۰ سانتیمتر و حتی ممکن است به ۲۰ سانتیمتر و یا بیشتر نیز برسد. در حقیقت به نظر می‌رسد که ارتباط دادن مقدار حداقل خاموت مصرفی در گره اتصال به مقدار خاموت لازم در ناحیه میانی ستون چندان منطقی نباشد؛ زیرا، هرچه ارتفاع ناحیه خاموت گذاری ویژه بیشتر گردد حساسیت بر روی گره اتصال نیز باید طبیعتاً بیشتر شود اما با اعمال توصیه کد سال ۱۹۷۵ نتیجه بالعکس است.

کد لرزه ای جدید ترکیه این نقیصه را مرتفع نموده، به طوری که مقدار حداقل خاموت مصرفی در ناحیه اتصال را مربوط به کسری از مقدار خاموت مصرف شده در ناحیه خاموت گذاری ویژه می‌نماید.

طبیعی است که در این حالت با مرتفع شدن ناحیه خاموت گذاری ویژه مقدار خاموت مصرفی این ناحیه نیز افزایش می‌یابد؛ لذا، مقدار خاموت ناحیه اتصال نیز افزایش می‌یابد. علاوه بر آن، فواصل خاموتها در ناحیه اتصال نیز برای یک شرایط خاص به ۱۵ سانتیمتر و برای شرایط دیگر به ۱۰ سانتیمتر محدود می‌گردد.

سه نمونه از شکست گره اتصال در تصاویر (۸ و ۹) مشاهده می‌گردد. هر سه نمونه مربوط به شکست اتصالات بیرونی می‌باشد (ناحیه ای که حداقل یکی از تیرها به گره اتصال ختم شده است). متأسفانه جزئیات مربوط به مهار آرماتورهای طولی تیرهای ختم شده به اتصال در تصاویر روشن نمی‌باشد؛ ولی، آنچه از این تصاویر می‌توان دریافت فواصل بیش از حد خاموتها در راستای ارتفاع گره اتصال می‌باشد که می‌تواند یکی از عوامل شکست در اتصالات نشان داده شده باشد.

تصویر (۸، الف) مربوط به شکست گره اتصال واقع در گوشه ساختمان می‌باشد که هر دو تیر راستای عمود بر هم در این ناحیه خاتمه یافته‌اند. دقت شود که تیر عمود بر صفحه تصویر با خروج از مرکزیت به محل اتصال وصل شده است (قسمت بالای تصویر ۸، ب نمای کلی ساختمان است که خروج از مرکزیت تیرها در آن کاملاً مشهود است). تصویر (۸، ب) شکست گره اتصال دیگری از همان ساختمان را نشان-



تصویر (۸، الف): شکست گره اتصال

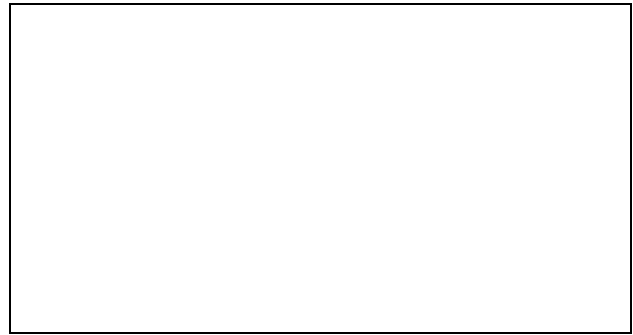
تصویر (۸، ب): شکست گره اتصال

پلاستیک و دیگری با شکست برشی در تیر همراه بود. البته در یک طرح صحیح که فلسفه تیر ضعیف و ستون قوی نیز در طراحی رعایت گردیده است انتظار می رود که با شکل گیری مفاصل پلاستیک در تیرها شکل پذیری سازه تأمین و در نتیجه انرژی مخرب زلزله مستهلک گردد. تشکیل مفاصل پلاستیک در تیرهای طبقات ساختمانهای نشان- داده شده در تصاویر (۱۰ و ۱۱) مبین دلیل دیگری غیر از اجرای یک طراحی صحیح است.

تصویر (۱۰) ساختمان مبل فروشی در حومه شهر ایزمیت است. در تصویر وسط بالا نمای کلی ساختمان مشاهده می گردد. در نمای نشان داده شده ملاحظه می گردد که بعد ستونها از بعد تیرهای متصل شده به آنها بزرگتر می باشد؛ اما، علت تخریب این ساختمان را می توان از قسمت پایینی واقع در وسط تصویر (۱۰) دریافت. شکست گره اتصال پایین و بالای ستون جلویی طبقه دوم باعث گردیده است که این ستون از زیر ساختمان خارج شود. پس از آن به علت قویتر بودن ستونها از تیرها، مفاصل پلاستیک در ابتدا و انتهای تیرهای طبقات دهانه مجاور شکل گرفته، لذا تیرها با شکل پذیری مناسب مانع از تخریب کلی این ساختمان شده اند.

تصویر (۱۱) مربوط به آپارتمان مسکونی واقع در شهر گولجوک می باشد. در این آپارتمان نیز شکست گره اتصال در ستونهای همکف قسمت جلویی ساختمان (که البته در تصویر مشخص نشده است) باعث خارج نمودن ستونهای این ناحیه از سیستم باربری شده است. پس از آن مفاصل پلاستیک در ابتدا و انتهای تیرهای طبقات یک دهانه با توجه به قوی تر بودن ستونها نسبت به تیرها شکل گرفته که این عمل از تخریب سمت راست ساختمان جلوگیری کرده است.

تصاویر (۱۲ و ۱۳) دو نمونه از شکست برشی در تیرها را نشان-



تصویر (۹): صدمه در گره اتصال

می دهد. اتصال مذکور مربوط به ستون کناری این ساختمان است که در شکل مشخص گردیده است.

تصویر (۹) مربوط به خسارت وارده در گره اتصال ساختمان دیگری است. در محل این اتصال تیر کنسول نیز قرار دارد. با توجه به ارتفاع تیر کنسول که در مقایسه با تیر هم راستای داخل دهانه از ۰/۷۵ ارتفاع آن نیز کمتر می باشد در ناحیه این اتصال طبق توصیه کد باید فواصل خاموتها کمتر از حالتی متعارف می گردید؛ در صورتی که، همان گونه که در تصویر اتصال خسارت دیده مشاهده می گردد هیچ اثری از خاموت در ارتفاع گره اتصال دیده نمی شود.

در قسمت بالای سمت چپ تصویر (۹)، تصویر نزدیکی از دیوار خارجی آپارتمان نشان داده شده در قسمت پایین تصویر می باشد. در مجاورت آپارتمان نشان داده شده، ساختمان دیگری موجود بوده که بر اثر زلزله کاملاً تخریب و بقایای آن جمع آوری شده است. آنچه که در این تصویر مشاهده می گردد سودجویی پیمانکار و حذف دیوارهای خارجی و استفاده از دیوار همسایه برای نصب دستشویی های ساختمان تخریب شده بوده است.

۴-۳- شکست تیرها

شکست در تیرها در دو نوع متمایز یکی با شکل گیری مفصل

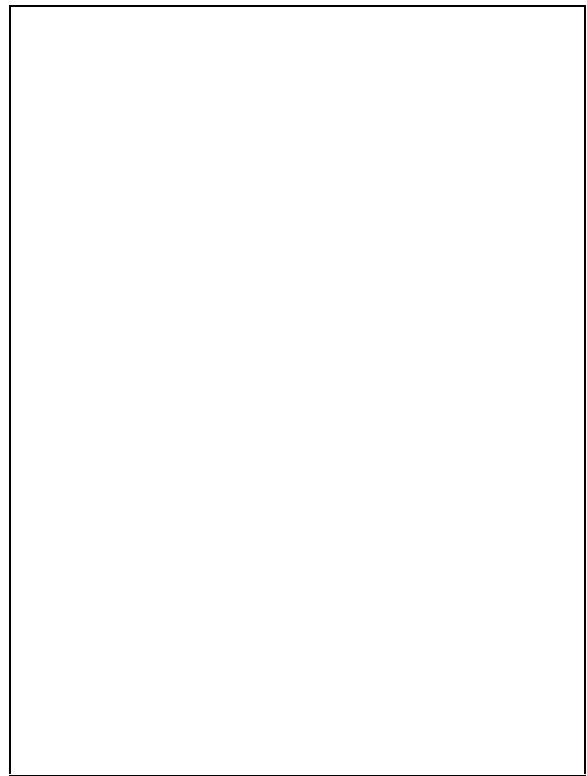


را مشخص می‌کند و جهت حرکت نسبی طبقه بالا نسبت به طبقه پایین می‌توان علت شکست در این پله را دریافت. پای پله به سمت راست و بالایی آن به سمت چپ حرکت کرده و نتیجه این عمل کوپل نیرویی است که مؤلفه پیچشی آن در راستای محور طولی پله در روی تصویر سمت راست مشخص شده است. مد شکست پله حکایت از عدم طراحی صحیح آن در مقابل این کوپل پیچشی می‌باشد.

نمونه دیگری از شکست دال پله در تصویر (۱۵) نمایش داده شده است. محل شکست با توجه به تصویر سمت چپ در ناحیه اتصال دال راه پله به دال پاگرد می‌باشد. حرکت رفت و برگشتی زمین لرزه تولید نیروی فشاری و کششی در دال پله نموده و پس از خرد شدن بتن در ناحیه اتصال پاگرد به پله، دال پله بر اثر وزن خود پایین افتاده است. استفاده از میلگردهای ساده و ختم میلگردها به صورت مستقیم در داخل بتن نیز در تصویر مشاهده می‌گردد.

۴-۵- شکست دال بالکنی

بنابر توصیه کد لرزه ای سال ۱۹۷۶ ترکیه، نیروی زلزله وارد بر قسمتهای الحاقی ساختمان نظیر دیواره جان پناه‌ها، دودکشاها، قسمتهای



تصویر (۱۱): تشکیل مفصل پلاستیک در تیر

می‌دهد. علت شکست در این تیرها عدم بکارگیری ضوابط کد برای خاموت گذاری ویژه در نواحی ابتدایی و انتهایی تیرها می‌باشد. تصویر (۱۲) نشان می‌دهد که فواصل خاموتها در این ناحیه در حدود دوبرابر عرض تیر است؛ در صورتی که طبق توصیه کد در کلیه نواحی تیر فواصل خاموتها نباید از عرض تیر بیشتر باشد. در نواحی ابتدایی و انتهایی تیر نیز بکارگیری ضوابط کد باعث تقلیل فواصل خاموتها در این نواحی می‌گردد؛ لذا، شکست برشی در این تیرها امری اجتناب ناپذیر بوده است.

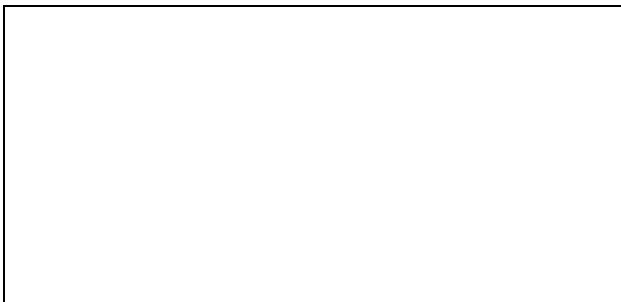
۴-۴- شکست دال پله

پله‌ها شاید یکی از قسمتهای مهم در ساختمان باشد که باید در طراحی و اجرای آنها توجه زیادی را میبذول داشت. پس از اتمام زلزله تنها راه نجات ساکنین طبقه بالای ساختمان از حوادث احتمالی ناشی از وقوع پس لرزه‌ها استفاده از پله‌های امن می‌باشد؛ ولی، متأسفانه کمتر محاسبی در طراحی این قسمت از سازه دقت می‌نماید.

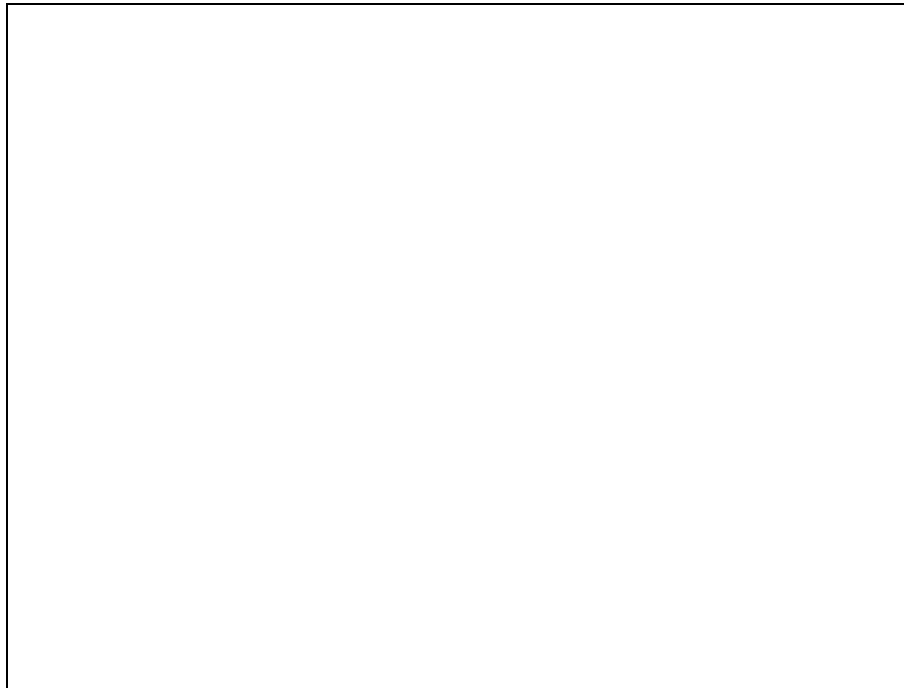
تصاویر (۱۴ و ۱۵) دو نمونه از شکست دال پله را نشان می‌دهد. در تصویر (۱۴) شکست در دال پله ماریچی با طول دهانه زیاد اتفاق افتاده است. با توجه به تصویر سمت چپ که موقعیت این پله ماریچی



تصویر (۱۲): شکست برشی تیر



تصویر (۱۳): شکست برشی تیر



تصویر (۱۴): شکست دال پله مارپیچی



تصویر (۱۵): شکست دال پله

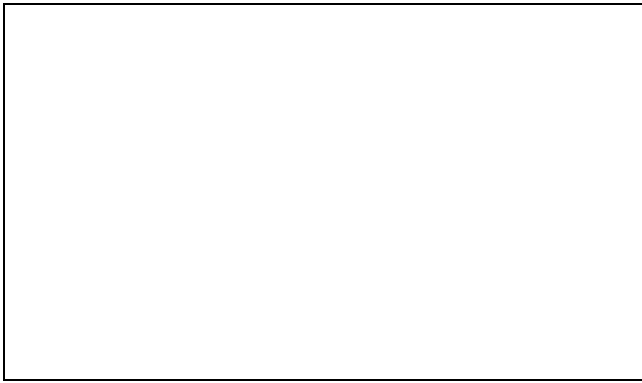
مسکونی خود فضای بالکن را نیز به فضای مسکونی اضافه نموده، لذا با جا به جایی دیوار، سربار اضافی تری را به قسمت دال بالکن تحمیل نموده اند. عدم بکارگیری توصیه کد در طراحی لرزه ای قسمت کنسول بالکن و همچنین سربار اضافی تحمیل شده بر آن باعث تخریب این قسمت از ساختمان گردیده است.

۴-۶- عملکرد میانقاپها

در کد لرزه ای سال ۱۹۷۵ ترکیه توصیه شده است که طراحی و اجرای میانقاپها باید به گونه ای باشد که آثار آنها بر روی پریود طبیعی و رفتار پیشگی ساختمان در هنگام وقوع زلزله به حداقل ممکن برسد.

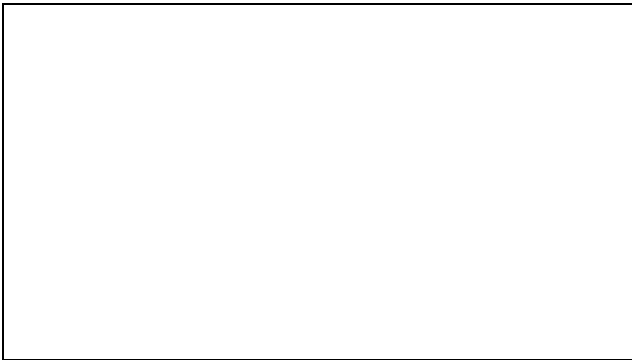
کنسولی و بالکن باید به صورت مجزا محاسبه گردند. در این محاسبات ضریب زلزله (C) محاسبه شده از رابطه (۲) را باید سه برابر نموده، سپس نیروی (F) محاسبه شده از رابطه (۱) را به عنوان سهم نیروی زلزله قسمت الحاقی مورد نظر باید در مرکز ثقل قطعه و در جهتی که بحرانی تر می باشد قرار داد.

شکست دال بالکنی ساختمانی واقع در منطقه آوچیلر شهر استانبول در تصویر (۱۶) مشاهده می گردد. طبقه همکف این ساختمان، تجاری و بقیه طبقات که مسکونی می باشند از یک سمت دارای کنسول بالکن هستند. ساکنین طبقات دوم و سوم این آپارتمان جهت تعریض فضای



تصویر (۱۷): ترک قطری در میانقاب

تصویر (۱۸) شکست داخل و خارج از صفحه دو دیوار عمود بر هم در یک آپارتمان مسکونی در شهر گولجوک را نشان می‌دهد. با توجه به شکل شکست دیوارها می‌توان دریافت که راستای اثر نیروی زلزله در راستای دیواری بوده است که شکست داخل صفحه را



تصویر (۱۸): شکست داخل صفحه میانقاب

متحمل شده است. تماس این میانقابها با قاب ساختمان و مقاومت ناکافی آنها با توجه به ضخامت کم دیوار باعث شده که دیوار هم راستای با نیروی زلزله ابتدا سختی کاذبی را برای سیستم مقاوم ساختمان ایجاد نماید و سپس به دلیل مقاومت ارتجاعی ناکافی اش در داخل صفحه، شکسته شود. دیواره عمود بر این راستا نیز به دلیل عدم مهار مناسب دیوار برای جلوگیری از واژگونی چاره ای جز شکست خارج از صفحه نداشته است.

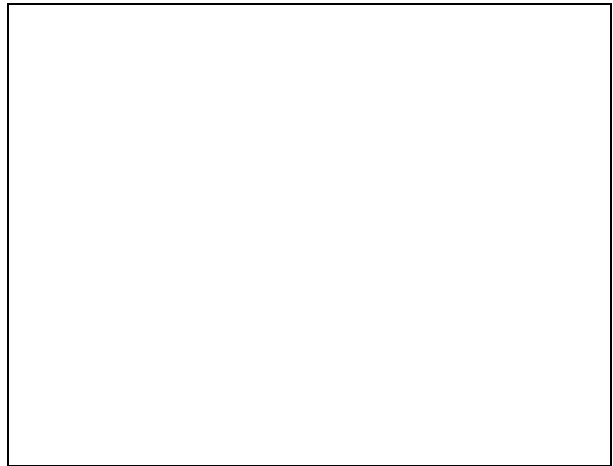
تصویر (۱۹) نیز شکست خارج از صفحه میانقاب دیگری از همان آپارتمان در طبقه همکف را نشان می‌دهد. اتصال ضعیف دیوار با قاب و عدم مهار آن برای جلوگیری از واژگونی باعث شده است که تمام دیوار به صورت یک پارچه سقوط نماید. در بالای این تصویر یکی از اطاقهای طبقه بالای این آپارتمان نمایش داده شده است. مشاهده می‌گردد با وجودی که در طبقه، همکف اکثریت دیوارها تخریب شده اند، در طبقه



تصویر (۱۶): شکست دال بالکن

دیوارهای غیرمسلح با مصالح بنایی که هم برای دیوارهای خارجی و هم به عنوان جداکننده در داخل ساختمان به کار می‌روند دارای سختی ارتجاعی بیشتری نسبت به قاب انعطاف پذیر می‌باشند؛ لذا، این میانقابها در هنگام زمین لرزه به صورت دیوار پرشی برای تحمل نیروهای جانبی زلزله وارد عمل می‌گردند. در بعضی حالات، بویژه در ساختمانهای کوتاه وقتی که میانقابها به طور مناسبی نصب گردیده- باشند و دارای مقاومت کافی در برابر نیروهای زلزله با رفتار ارتجاعی شان باشند، خسارت ناچیزی را متحمل می‌گردند؛ اما، اگر مقاومت میانقاب کم باشد و یا نیروی زلزله از حد مقاومت ارتجاعی آجرهای مجوف دیواره تجاوز نماید، میانقاب تخریب شده، خود را دفعتاً از سیستم باربر جانبی سازه خارج می‌نماید. تأثیر این عملکرد میانقاب نه تنها باعث انتقال ناگهانی کل بار به سیستم باربر اصلی سازه و در نتیجه خسارت بیشتر به سازه می‌گردد، بلکه می‌تواند باعث تلفات و لطمات احتمالی ساکنین ساختمان نیز بشود.

تصویر (۱۷) ترکهای قطری ایجاد شده در میانقابهای ساختمان کالج در شهر یالوا را نشان می‌دهد. عدم شکست میانقاب بیانگر مقاومت کافی ارتجاعی میانقاب در جذب نیروی جانبی زلزله و کمک به سیستم مقاوم ساختمان می‌باشد.



تصویر (۱۹): شکست خارج از صفحه میاتقاب

بالا تقریباً تزیینات اطاق نیز به هم نخورده است. البته این موضوع دور از انتظار نیز نمی باشد؛ زیرا، با نزدیکتر شدن به طبقات پایین تر نیروی برشی طبقه نیز بیشتر می گردد.

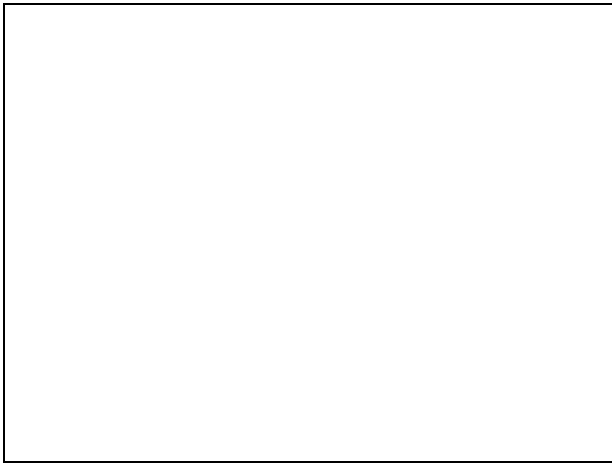
۴-۷- شکست سازه ناشی از عدم رعایت فلسفه ستون قوی- تیر ضعیف

بسیاری از ساختمانها به علت عدم رعایت فلسفه ستون قوی- تیر ضعیف خسارات زیادی را متحمل و یا به طور کامل فرو ریختند. در کد سال ۱۹۷۵ ترکیه هیچ گونه توصیه ای در این خصوص صورت نگرفته- است؛ اما، کد جدید سال ۱۹۹۷ برای ساختمانهای با قاب بتن آرمه و برای ساختمانهای با قاب فولادی مستقلاً ضوابطی برای رعایت فلسفه مذکور توصیه شده است. به عنوان مثال، در قابهای بتن آرمه تأکید می گردد که مجموع لنگر مقاوم نهایی ستونها در یک گره اتصال، بیشتر از ۲۰٪ مجموع لنگر مقاوم نهایی تیرهای همان اتصال باشد.

در بسیاری از ساختمانهای خسارت دیده از تیرهای نسبتاً عمیق در مقایسه با ستونها استفاده شده بود. این عمل باعث می گردد که در هنگام زلزله های شدید، تیرها که رفتار شکل پذیرتری نسبت به ستونها دارند به صورت ارتجاعی باقی بمانند و در عوض ستونها متحمل رفتار غیر ارتجاعی شده و در آنها شکست به صورت تشکیل مفاصل پلاستیک و یا برشی رخ دهد. در نتیجه، عدم شکل پذیری مناسب ستونها به خسارت شدید و یا فرو ریزش کامل سازه منجر می گردد.

در تصویر (۲۰) استفاده از تیر عمیق در مقایسه با ابعاد ستونهای به کار رفته شده کاملاً مشهود است. شکل گیری مفاصل پلاستیک در بالا و پایین ستونها نیز در تصویر به وضوح دیده می شود.

تصویر (۲۱) آپارتمان شش طبقه ای را در شهر گولجوک نشان- می دهد. حرکت جانبی طبقات بالای این آپارتمان نسبت به طبقه همکف آن با توجه به فرم تغییر شکل یافته قاب سر در ورودی این



تصویر (۲۰): رفتار ستون ضعیف- تیر قوی



تصویر (۲۱): رفتار ستون ضعیف- تیر قوی

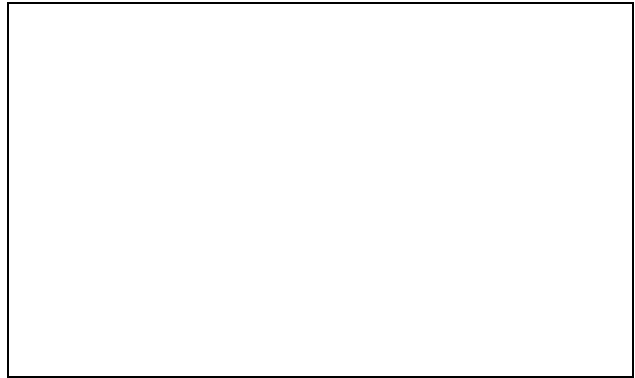
آپارتمان در تصویر سمت چپ با جهت پیکان مشخص شده است. تصویر سمت راست نشان می دهد که این جهت با خمش ستون حول محور ضعیف آن مطابق است و با توجه به اینکه بعد ستون در مقایسه با بعد تیر متصل شده به آن نصف می باشد، در جهت خمش ایجاد شده ستون ضعیفتر از تیر بوده، بنابراین مفاصل پلاستیک در بالا و پایین ستونهای این طبقه تشکیل شده است.

۴-۸- شکست طبقه نرم

وجود طبقه نرم در ساختمان از جمله عوامل تخریب ساختمانها در زلزله ایزمیت بود. بسیاری از ساختمانهای مسکونی و یا تجاری با یک طبقه نرم که اکثراً در طبقه اول واقع شده بود بنا گردیده بودند. طبقه اول این ساختمانها بویژه در نواحی مرکز شهر معمولاً به عنوان مغازه و یا به منظور نواحی تجاری مورد استفاده قرار گرفته بودند که از اطراف توسط پنجره های شیشه ای محصور شده بودند. مصالح بنایی سنگین بلافاصله از روی سقف این طبقه برای جداسازی فضاها به منظور ایجاد واحدهای مسکونی و یا اداری شروع می کردند. در خلال زمین لرزه، وجود طبقه نرم باعث افزایش تغییر مکان زیادی در این طبقه شده، لذا اتلاف انرژی حاصله را به ستونهای این طبقه واگذار می نماید. بسیاری

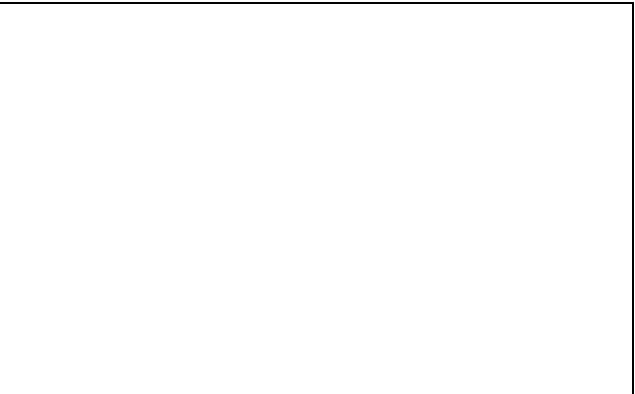
از شکستها و فرو پاشی ساختمانها نیز به دلیل افزایش تغییر مکان جانی طبقه نرم و ضعف طراحی ستونها به علت عدم شکل پذیری مطلوب ستونهای این طبقه به وجود می آید.

تصویر (۲۲) نمونه ای از شکست طبقه نرم را در ساختمانی در شهر آداپازاری نشان می دهد. طبقه همکف این ساختمان به صورت پیلوتی



تصویر (۲۲): رفتار طبقه نرم

برای پارکینگ ساکنین ساختمان ساخته شده بود (تصویر سمت راست)، لذا ساختمان را مستعد شکست طبقه نرم کرده است. در تصویر (۲۳) نیز نمونه دیگری از شکست طبقه نرم مشاهده می گردد. تصویر مربوط به ساختمانهای مسکونی شهرک باغچه لی در منطقه سیمین حوالی شهر ایزمیت می باشد. کلیه ساختمانهای تیپ این منطقه که همگی شش طبقه



تصویر (۲۳): رفتار طبقه نرم

و توسط یک پیمانکار ساخته شده بودند، در طبقه اول دچار شکست طبقه نرم شدند.

۴-۹- شکست ناشی از اثر ضربه

اکثر ساختمانها در حومه شهرهای خسارت دیده با فاصله از یکدیگر ساخته شده اند و فقط در مناطق شهری آن هم بدون ایجاد درز زلزله به یکدیگر چسبیده اند. با وجود این، آثار ضربه ساختمانهای مجاور بر روی یکدیگر، بندرت وجود داشت و اگر هم در مواردی دیده شد،

خسارات حاصله ناشی از ضربه جزئی بودند. جزئی بودن خسارات را می توان با توجه به دلایل زیر توجیه نمود:

- کف طبقات اکثریت ساختمانهای مجاور یکدیگر در یک تراز قرار داشتند. در نتیجه، به هنگام زمین لرزه کف یک طبقه از ساختمان به کف طبقه نظیر ساختمان مجاور ضربه زده و به دلیل مقاومت و سختی بالای کف خسارت ناشی از ضربه جزئی می گردد.
- اکثریت ساختمانهای مجاور یکدیگر هم ارتفاع بودند، لذا پریود ارتعاشی آنها نیز در حدود یکدیگر شده و در نتیجه خسارت ناشی از ضربه جزئی می گردد.

تصویر (۲۴) خسارت ناشی از ضربه در سه ساختمان مجاور یکدیگر در شهر ایزمیت را نشان می دهد. در تصویر وسط، ارتفاع و موقعیت سه ساختمان نسبت به یکدیگر مشخص گردیده است. ساختمان وسط، یک ساختمان سه طبقه است که تراز کف آن نسبت به ساختمان چهار طبقه دست چپ یکسان است؛ اما، همین ساختمان نسبت به ساختمان هشت طبقه دست راست با تراز کف یکسان نبوده علاوه بر آن، پریود ارتعاشی آنها نیز نسبت به یکدیگر تفاوت محسوسی دارند. در تصویر سمت راست خسارت ناشی از ضربه بین ساختمان سه طبقه و هشت طبقه مشاهده می گردد و این در حالی است که هیچ گونه خسارتی ناشی از ضربه بین ساختمان سه طبقه و چهار طبقه در تصویر سمت چپ مشاهده نمی شود.

در تصویر (۲۵) نیز خسارت جزئی ناشی از ضربه بین دو ساختمان مجاور یکدیگر که هر دو، دو طبقه بوده اما تراز کف یکسانی ندارند مشاهده می گردد.

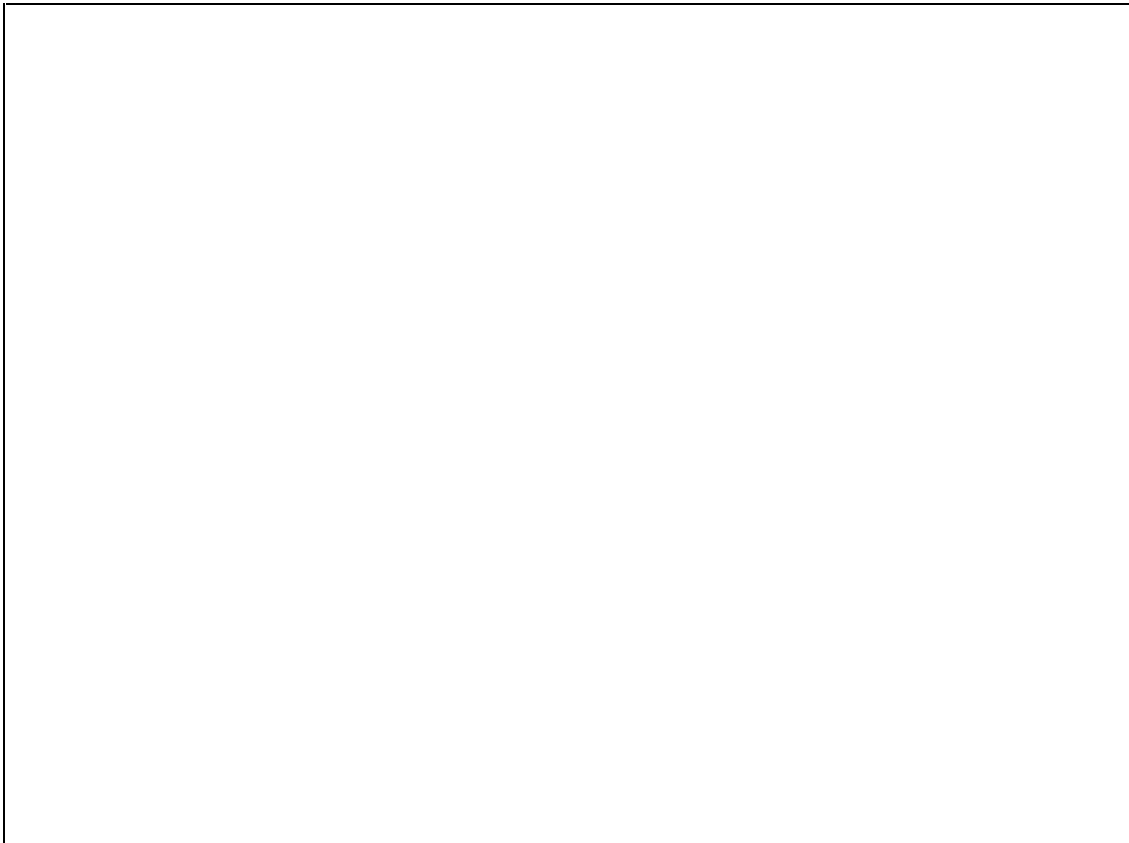
۴-۱۰- مواردی از ضعف طراحی و ضعف اجرایی

اگرچه کلیه خسارات تشریح شده در قسمتهای قبل ناشی از ضعف طراحی، ضعف اجرایی و استفاده از مصالح نامرغوب می باشد، اما در این قسمت به چند مورد خاص که بیانگر عدم طراحی و اجرایی صحیح و عدم استفاده از مصالح مرغوب می باشد اشاره گردیده است.

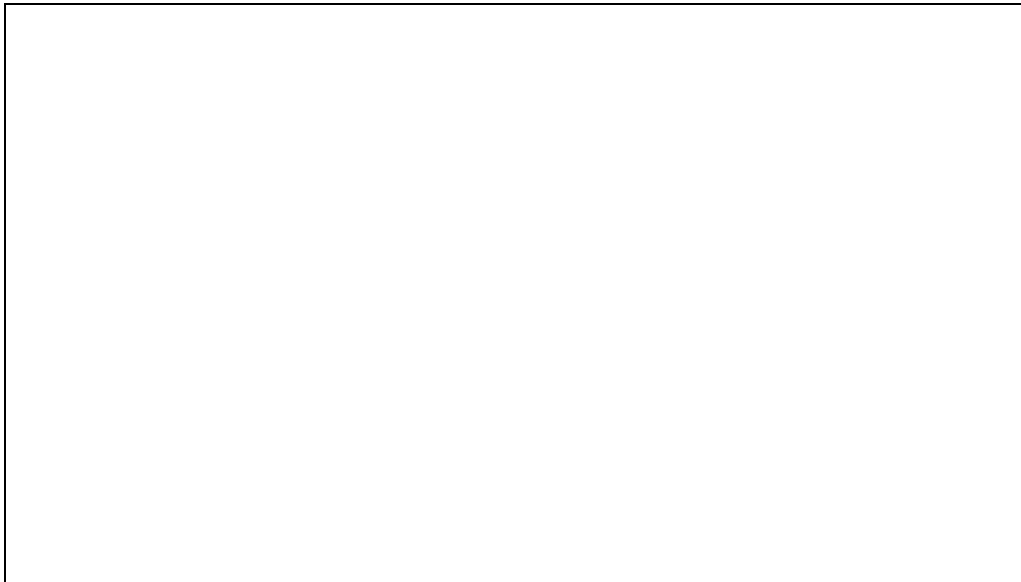
شکست ستونهای طبقه اول یک ساختمان پنج طبقه در شهر ایزمیت در تصویر (۲۶) نشان داده شده است. این ساختمان با فاصله دو ساختمان در کنار شهرداری ایزمیت واقع شده است. ابعاد ستون و آرماتور مصرفی در آن که در تصویر مشخص است گویای علت شکست آن می باشد. تصویر (۲۷) ساختمان بتنی در حال اجرایی را در حومه شهر ایزمیت نشان می دهد. بعد بزرگتر کلیه ستونهای ردیف جلو در جهت X



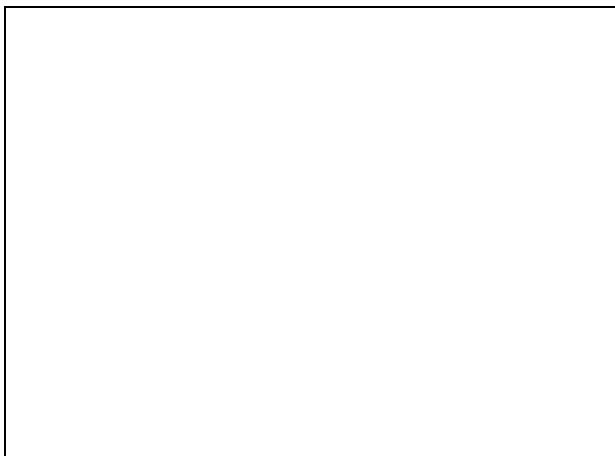
تصویر (۲۴): اثر ضربه بر روی سه ساختمان مجاور یکدیگر



تصویر (۲۵): اثر ضربه بر روی دو ساختمان مجاور یکدیگر



تصویر (۲۶): ضعف طراحی ستون از نظر ابعاد و میزان آرماتورها



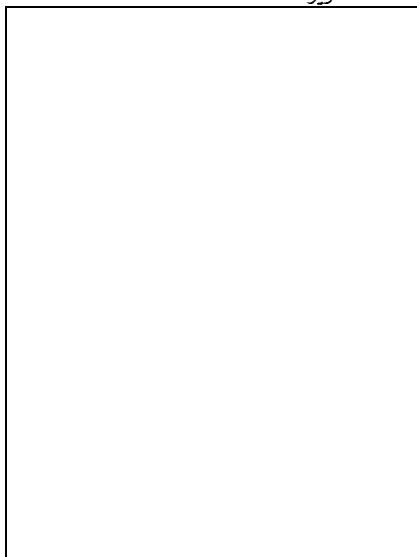
تصویر (۲۹): ضعف طراحی و اجرا از نظر فواصل خاموتها در محل خاموت



تصویر (۲۷): ضعف طراحی از نظر جهت گذاری ستونها

ویژه

گذاری



تصویر (۳۰): ضعف اجرا از نظر مقدار پوشش آرماتورها



تصویر (۲۸): ضعف طراحی و اجرا از نظر نسبت ابعادی ستون و خم نمود درجه خاموتها

و در سایر ردیفهای پشتی در جهت Y می باشد.

تصاویر (۲۸ تا ۳۳) نیز نمونه های دیگری از ضعفهای طراحی- اجرا- نظارت و بکارگیری مصالح نامرغوب را نشان- می دهد. زیرنویس تصاویر مشخص کننده نوع ضعف می باشد.

۵- نتیجه گیری

دلایل تخریب ساختمانهای بتنی بر اثر این زمین لرزه به صورت اجمال عبارتند از:

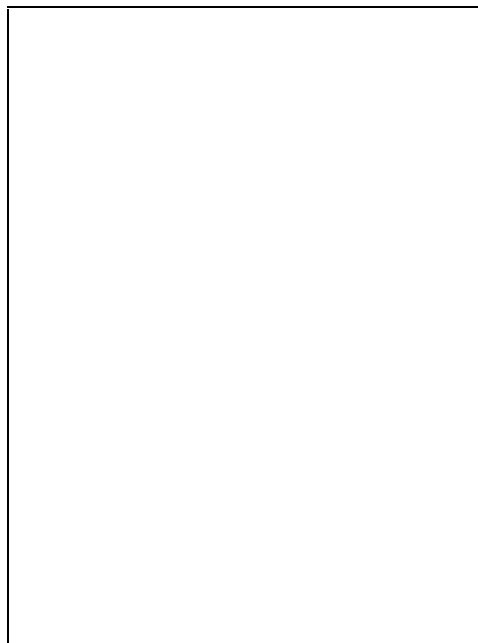
- ضعف طراحی و اجرای ساختمانها و بویژه خلأ موجود در سیستم نظامات مهندسی برای کنترل طراحی و نظارت بر اجرای کار؛
- عدم رعایت خاموت گذاری ویژه در مناطق بالایی و پایینی ستونها، گرههای اتصال و ابتدا و انتهای تیرها؛
- اجرای وصله آرماتورهای ستونها همگی در یک محل و درست بلافاصله بالای کف طبقه؛
- استفاده از خاموت تک و عدم مهار آرماتورهای طولی و میانی در ستونها؛
- استفاده از خم نود درجه در خاموتها؛
- عدم رعایت فلسفه ستون قوی- تیر ضعیف در طراحی؛
- وجود طبقه نرم در ساختمانها؛
- کیفیت نامرغوب مصالح مورد استفاده در ساخت بتن و استفاده از میلگردهای ساده و زنگ زده؛
- عدم بکارگیری توصیه ها و ضوابط مقاوم سازی کد سال ۱۹۷۵.

۶- مراجع

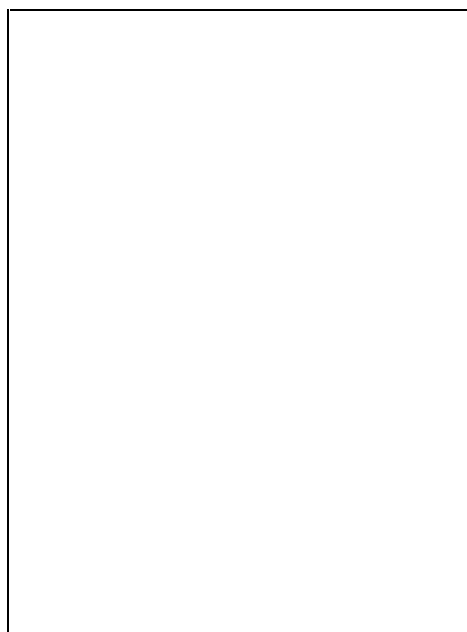
- 1-METU, Disaster Management Implementation and Research Center, "A Simplified Analysis of the Earthquake Vulnerability of the Housing Stock in Turkey" WWW. metu. edu.tr/home/wwwdmc/ IzmitEQ.html.
- 2-Erzincan, Turkey Earthquake Reconnaissance Report, Earthquake Spectra, Supplement to Vol., q, July 1993.
- 3-Specifications for Structures to be Built in Disaster Areas, Turkish Government Ministry of Reconstruction and Resettlement, Earthquake Research Institute, July, 1975, Ankara. ◀



تصویر (۳۱): ضعف اجرا از نظر استفاده از آرماتورهای زنگ زده



تصویر (۳۲): ضعف اجرا از نظر مصالح مصرفی (پاک سیمان در داخل بتن)



تصویر (۳۳): ضعف اجرا از نظر مصالح مصرفی (صدف در داخل بتن)