دانشکده عمران و معماری

ارزیابی آسیب پذیری لرزه ای پلهای بتنی راه آهن

(بررسی موردی)

جهت اخذ درجه کارشناسی ارشد رشته مهندسی عمران- گرایش سازه

استاد راهنما :

دکتر سید فرهاد افتخارزاده

اساتید مشاور :

دکتر علی کیهانی

مهندس حمید عباسی

تهیه و تنظیم :

امیر سعید حدادیان

تیرماه ۱۳۸۵

تشکر و قدردانی

از یگانه منان که بر ما منت حیات نهاد و آن را با نور عقل آذین بست و خواندن و نوشتن آموخت ، از آن گنجینه علم ، آخرین صالح روی زمین ، که به لطفش ابر می بارد ، زمین می رویاند و ..... سپاس گذارم .

در به ثمر رسیدن این نهال ، باغبان های زیادی زحمت کشیده اند که در ابتدای سخن از وسعت لطف یکایک آنها صمیمانه متشکرم . از پدر بسیار عزیزم و مادر مهربانم که هر چه دارم از آنهاست و از خانواده گرامیم که در طی مدت تحصیل همواره همدم ، همراه ، یاور و مشوقم بودند نهایت احترام و تشکر و سپاس خود را بیان می نمایم .

از استاد ارجمند خود ، جناب آقای دکتر افتخار زاده که با عنایت و توجه شان راه تحقیق و دریچه هایی از علم را بر من گشودند ، کمال امتنان را داشته و آرزوی سعادت برای ایشان دارم . همچنین از جناب آقایان دکتر کیهانی و مهندس عباسی که با قبول زحمت ، راهنمایی های ارزنده ای را ارائه نمودند و از ارشادات ایشان استفاده های فراوان بردم ، صمیمانه سپاس گذارم .

از معلمان و اساتید عزیز و گرامی که از ابتدا تا امروز در هدایت و روشن نمودن راه علم برای من زحمات زیادی را متقبل شده اند قدردانی نموده ، آرزوی بهروزی برای همه این بزرگواران می نمایم .

قدردان الطاف همه کسانی که در این راه مرا راهنمایی ، همراهی و کمک نموده اند.

چکیده

ایجاد و توسعه راههای ارتباطی که عموما در مسیر خود شامل تعداد متنابهی پلهای بزرگ و کوچک هستند از شاخص های مهم پیشرفت هر کشور است .

اهمیت پلها در مسایل امنیتی و امدادی فوق العاده می باشد. به همین جهت سلامت پلها پس از زلزله اهمیت زیادی دارد. خرابی یک پل در زلزله می تواند خسارت بالایی ایجاد نماید. میزان این خسارت از لحاظ اقتصادی و هم از لحاظ انسانی بسیار بیشتر از خرابی یک ساختمان می باشد. بنابراین تعیین سطح عملکرد پل اهمیت فراوانی دارد.

پل در نظر گرفته شده در این رساله، یک پل بتنی راه آهن ۳۵ متری با سه دهانه مساوی در کیلومتر ۹۱۹ مسیر راه آهن تهران - آذربایجان شرقی می باشد که پس از مدلسازی ، مطابق آیین نامه ایران بارگذاری شده و سپس بر روی آن تحلیل استاتیکی خطی انجام گردیده است. درگام بعد با توجه به میزان ارماتور و سایر خواص ، خصوصیات مفاصل پلاستیک اعضا از دستورالعمل FEMA۳۵۶ استخراج و به آنها نسبت داده شد. در نهایت بر روی مدل تحلیل های استاتیکی و دینامیکی غیر خطی به وسیله هفت شتاب نگاشت انجام گردید.

در تحلیل استاتیکی غیر خطی وقتیکه تغییر مکان به ۰/۲۰cm می رسید، سازه وارد مراحل غیر خطی می شد و محدوده قابلیت استفاده بی وقفه حاصل می گردید . تغییر مکان معادل با محدوده های ایمنی جانی و آستانه فروریزش به ترتیب۰/۲۶۰۹ cm و۰/۳۶۰۹ cm بدست امد. پس از تحلیل ، منحنی پوش آور سازه رسم گردید . در تحلیلهای دینامیکی غیر خطی بیشترین جابجایی برابر۰/۱۱۸۹ cm در زلزله طبس حاصل گردید و متوسط ماکزیمم هفت شتاب نگاشت مساوی ۰/۰۹۵۵ cm بدست امد.

با توجه به مقدار جابجایی بدست امده و مقایسه آن با منحنی پوش آور به این نتیجه می رسیم که تحت هیچ کدام از شتاب نگاشتها ، سازه وارد مراحل غیر خطی نگردید. که از این رو می توان نتیجه گرفت که در پل مورد بررسی آیین نامه های بارگذاری و طراحی لرزه ای جهت تامین قابلیت استفاده بی وقفه ، کفایت نموده و نیازی به مقاوم سازی نمی باشد.

کلیدواژه : آسیب پذیری - تحلیل غیرخطی - پوش آور - دینامیکی غیرخطی - پلهای راه آهن

فهرست مطالب

عنوان **صفحه**

فصل اول : مقدمه.....۱

۱-۱- مقدمه ۲

۱-۲- اهمیت موضوع.....۳

۱-۳- هدف از این تحقیق.....۴

۱-۴- روش کار ۴

۱-۵- ساختار پایان نامه.....۵

فصل دوم: کلیات و تعاریف ۶

۲- ۱- مفاهیم زلزله ۷

۲-۱-۱- مقدمه ۷

۲-۱-۲- پدیده زلزله ۹

۲-۱-۳- منشاء زلزله ۹

۲-۱-۴- کانون و مرکز زلزله ۹

۲-۱-۵- شدت زلزله ۱۰

۲-۱-۶- بزرگی زلزله ۱۰

۲-۱-۷- انرژی آزاد شده ۱۱

۲-۱-۸- رابطه شدت و بزرگی ۱۱

۲-۱-۹- مدت زلزله.....۱۱

۲-۱-۱۰- وسعت زلزله ۱۲

۲-۱-۱۱- محتوای فرکانسی زلزله.....۱۳

۲-۲ - بخشهای اصلی سازه پل ۱۴
۲-۳- تقسیم بندی پلها ۱۴
۲-۳-۱- تقسیم بندی بر اساس مصالح مورد استفاده در سازه پل ۱۴
۲-۳-۲- تقسیم بندی از نظر هندسه ۱۵
۲-۳-۳- تقسیم بندی از نظر تکیه گاه ۱۵
۲-۳-۴- تقسیم بندی از نظر طول دهانه ۱۶
۲-۳-۵- تقسیم بندی از نظر کاربردی ۱۶
۲-۳-۶- تقسیم بندی از نظر سیستم سازه ای ۱۷
۲-۳-۷- تقسیم بندی از نظر اهمیت ۱۸
فصل سوم: ارزیابی آسیب پذیری و عملکرد پلها در زلزله ۱۹
۳-۱- ارزیابی آسیب پذیری لرزه ای سازه ها ۲۰
۳-۱-۱- مقدمه ۲۰
۳-۱-۲- آثار زلزله روی سازه ها ۲۱
۳-۱-۳- مفهوم تقاضای شکل پذیری ۲۲
۳-۱-۴- آسیب پذیری چیست ؟ ۲۳
۳-۱-۵- نظریه آسیب پذیری سازه ای ۲۴
۳-۱-۶- ارزیابی آسیب پذیری ۲۵
۳-۱-۷- تفاوت میان ریسک و آسیب پذیری ۲۵
۳-۲- انواع روشهای ارزیابی آسیب پذیری ۲۷
۳-۲-۱- روش های طبقه بندی ۲۷
۳-۲-۲- روشهای بازرسی و امتیاز دهی ۲۸
۳-۲-۳ - روشهای نظری ارزیابی آسیب پذیری ۲۹

۳-۲-۴ - روشهای آزمایشگاهی ارزیابی آسیب پذیری ۲۹
۳-۳- آسیب پلها در زلزله ۳۱
۳-۳-۱- خرابیهای ناشی از تغییر مکان..... ۳۱
۳-۳-۲- خرابیهای ناشی از واژگونی کوله..... ۳۲
۳-۳-۳- خرابیهای ستونها..... ۳۲
۳-۳-۳- ۱- خرابیهای ناشی از نقصان در مقاومت خمشی و شکل پذیری..... ۳۲
۳-۳-۳- ۲- خرابیهای برشی ستونها..... ۳۳
۳-۳-۴- خرابیهای تیر کلاهک..... ۳۳
۳-۳-۵- خرابیهای اتصالات..... ۳۳
۳-۳-۶- خرابیهای پی ها..... ۳۳
۳-۴- تاریخچه آسیب های وارده به پلها و رده بندی آنها ۳۵
۳-۴-۱- تغییر مکانهای لرزه ای ۳۵
۳-۴-۱-۱- افتادن و شکست عرشه ها به سبب از دست رفتن سطح اتکا ۳۵
۳-۴-۱-۲- تشدید تغییر مکانها به سبب تاثیرات خاک در ساختگاه ۳۶
۳-۴-۱-۳- آسیب دیدگی دیافراگمهای عرضی ۳۸
۳-۴-۱-۴- کوبیده شدن قسمتهای سازه ای پل به یکدیگر ۳۹
۳-۴-۱-۵- مقید کننده های مفصل ها..... ۴۰
۳-۴-۱-۶- آسیب دیدگی کلیدهای برشی ۴۰
۳-۴-۲- آسیب دیدگی پایه های کناری (کوله ها) ۴۱
۳-۴-۳- آسیب دیدگی وارده به روسازه ها ۴۳
۳-۴-۴- آسیب دیدگی نشیمن گاهها ۴۵
۳-۴-۵- بررسی رفتار لرزه ای پایه های پل..... ۴۶
۳-۴-۵-۱- کلیات..... ۴۶
۳-۴-۵-۱-۱- شکست های شکل پذیر..... ۴۶

۴-۳- آنالیز غیر خطی..... ۷۸
۴-۳-۱- مقدمه..... ۷۸
۴-۳-۲- عوامل مؤثر در غیر خطی شدن یک آنالیز ۷۹
۴-۳-۲-۱- اثر غیر خطی هندسی ۷۹
۴-۳-۲-۲- اثرات ثانویه..... ۸۰
۴-۳-۲-۳- ماده غیر خطی ۸۰
۴-۳-۳- روش تخصیص مفصل پلاستیک ۸۰
۴-۳-۴- آنالیز استاتیکی غیر خطی Push Over ۸۱
۴-۳-۵- تحلیل دینامیکی غیر خطی ۸۲
۴-۴- ارزیابی بر اساس عملکرد با استفاده از تحلیل بار افزون..... ۸۶
۴-۴-۱- رفتار یا عملکرد هدف..... ۸۶
۴-۴-۲- ارزیابی تراز عملکردی مورد نظر..... ۸۶
۴-۴-۳- سطح خطر زلزله..... ۸۷
۴-۵- معرفی برنامه کامپیوتری مورد استفاده در تحلیل ۸۸
۴-۶- معرفی پل ۸۹
فصل پنجم : ارائه نتایج و بررسی آن..... ۹۱
۵-۱- مقدمه ۹۲
۵-۲- نتایج تحلیل مودال ۹۲
۵-۳- نتایج تحلیل پوش آور ۹۶
۵-۴- نتایج تحلیل دینامیکی غیر خطی..... ۱۰۱
۵-۵- ارزیابی سازه..... ۱۰۹
فصل ششم : نتیجه گیری و پیشنهادات ۱۱۱

۶-۱- نتیجه گیری ۱۱۲
۶-۲- پیشنهادات ۱۱۳
مراجع : ۱۱۴

فهرست اشکال

عنوان **صفحه**

شکل ۳-۱- افتادگی یکی از عرشه های پل Nishinomiya-ko در کوبه به علت عدم کفایت نشیمن گاه ۳۷

شکل ۳-۲- فرو افتادگی دهانه های پلُShowa در زمین لرزه Niigata ژاپن..... ۳۷

شکل ۳-۳- فرو افتادگی دهانه پل اوکلند سانفرانسیسکو در زمین لرزه Loma prieta..... ۳۸

شکل ۳-۴- فرو ریزش تمامی ۱۷ قاب از پلFukae ژاپن در زمین لرزه Hyogoken-Nanbu به علت تشدید ناشی از نزدیکی به گسل و ایجاد تغییر شکلهای بزرگ..... ۳۸

شکل ۳-۵- ضربه زدن روسازه و کوله و آسیب وارده به کوله در کوبه ژاپن..... ۳۹

شکل ۳-۶- آسیب وارده به کوله یکی از پلهای بزرگراهی در زمین لرزه Northridge..... ۴۲

شکل ۳-۷- آسیب وارده به روسازه ، به عنوان آسیب ثانویه در زلزله کوبه..... ۴۴

شکل ۳-۸- برش سوراخ کننده ستونها در زلزله Loma prietaمنجر به آسیب دیدگی روسازه شده است ۴۴

شکل ۳-۹- فرو افتادگی دهانه و جاری شدن میلگردها به علت عدم کفایت تکیه گاه در زلزله Northridge..... ۴۵

شکل ۳-۱۰- شکست ستونهای پل در زلزله San Fernando ، به علت ضعف مقاومت برشی پل ۴۷

شکل ۳-۱۱- خرد شدن پوشش بتنی پایه پل در زلزله Northridge به علت ضعف خاموتها و عدم توانایی در ایجاد محصور شدگی بتن..... ۵۰

شکل ۳-۱۲- فواصل زیاد آرماتورهای برشی و عدم کفایت در محصور شدگی بتن موجب کمانش آرماتورهای طولی شده است (زلزله Northridge)..... ۵۱

شکل ۳-۱۳- شکست یکی از ستونهای پل Misson-Gothic در زلزله Northridge..... ۵۱

شکل ۳-۱۴- آسیب یکی از ستونهای پل Bull Creek در زلزله Northridge به علت تجاوز نیروی محوری ستون از ظرفیت و کمبود شکل پذیری..... ۵۲

شکل ۵-۲۱- تغییر مکان سازه تحت زلزله ناغان..... ۱۰۵
شکل ۵-۲۲- دوران سازه تحت زلزله نورث تریج..... ۱۰۶
شکل ۵-۲۳- تغییر مکان سازه تحت زلزله نورث تریج..... ۱۰۶
شکل ۵-۲۴- دوران سازه تحت زلزله طبس..... ۱۰۷
شکل ۵-۲۵- تغییر مکان سازه تحت زلزله طبس..... ۱۰۷

فهرست جداول

عنوان **صفحه**

جدول ۲-۱- برخی زلزله های مهم دنیا درگذشته.....۸

جدول ۲-۲- رابطه تقریبی میان وسعت و شدت زلزله.....۱۲

جدول ۴-۱- خصوصیات شتابنگاشتهای مورد استفاده.....۸۳

جدول ۴-۲- تراز عملکردی مختلف در آیین نامه های مختلف ۸۶

جدول ۵-۱- درصد مشارکت جرمی مودهای سازه ، تحت آنالیز مودال.....۹۳

جدول ۵-۲- تغییر مکان و برش پایه در گامهای مختلف آنالیز پوش آور ۹۹

جدول ۵-۳- ماکزیمم تغییر مکان و دوران های سازه تحت هفت شتاب نگاشت.....۱۰۸

جدول ۵-۴- تغییر مکان سازه و سطح عملکرد متناظر با آن.....۱۰۹

فصل اول

مقدمه

۱-۱- مقدمه

صنعت حمل و نقل نقش بسیار ارزنده‌ای را در توسعه و اقتصاد هر کشور ایفا نموده و میزان رشد و بالندگی آن به عنوان شاخص مهمی برای سنجش پیشرفت کشورها شناخته می‌شود. در این میان می توان راه آهن را با قدمتی در حدود ۱۸۰ سال، یکی از مهم ترین بخش های این صنعت قلمداد نمود. دلایل اقتصادی، اجتماعی و سیاسی بسیاری در دهه های اخیر توجه به این صنعت را فزونی بخشیده و یک حرکت جهانی به سمت افزایش بار محوری، سرعت و حجم ترافیک در این صنعت به وجود آمده است. آزمایش سرعت سیر نزدیک به ۵۱۵ کیلومتر بر ساعت و رساندن بارهای محوری در سطح ۳۵ تن نشانگر آن است که این صنعت در پی دستیابی به سهم و جایگاه بالاتری در بازار جهانی حمل و نقل می‌باشد. همگامی تاسیسات زیر بنایی و به ویژه پل ها در تحمل شرایط جدید را می توان اولین شرط در نیل به اهداف بالا دانست.

پل ها به عنوان بخشی از مهم ترین سازه های هر کشور از نقش بسیار مهم و کلیدی در اقتصاد، امنیت، قدرت دفاعی، توسعه و ... کشورها برخوردار می‌باشند. چنانچه در دوره های مختلف در کشور عزیزمان، به خصوص در دوران دفاع مقدس این نکته به وضوح قابل رویت است. هنگامی که یک پل، به هر دلیلی از سرویس دهی بیفتد. نبض ارتباطات در آن شاهرگ حیاتی از تپش می‌ایستد. در احداث خطوط ارتباطی در بسیاری موارد جهت عبور از موانعی نظیر دره‌ها، رودخانه‌ها، مسیر سیلاب ها و ... احداث پل امری ضروری و اجتناب ناپذیر می‌نماید.

احداث پل در هر نقطه با توجه به شرایط مختلف محیطی و مسایل فنی و سازه ای با توجه به بارهای گوناگونی که بر آن وارد می‌شود صورت می‌پذیرد. شاید در جواب این سئوال که «اولین پل در جهان چه زمانی ساخته شد ؟» نتوان جواب مناسبی داد. اما سیری در آثار باقیمانده از سالیان بسیار دور حکایت از آن دارد که چنین سازه هایی قدمت بسیار زیادی دارد.

با پیشرفت تمدن بشری، پل ها نیز شکل های جدیدتری به خود گرفتند تا این که در حال حاضر، تنوع بسیار زیادی در شکل پل ها و انواع آنها ملاحظه می شود. در حال حاضر می توان پل ها را از جنبه های مختلفی نظیر: طول دهانه، سازه ی باربر، نوع مصالح، نوع استفاده و ... تقسیم بندی و مورد مطالعه قرار دارد. روند طراحی سازه ها که در ابتدا با تجربه های بسیار ابتدایی آغاز گردید ، در طول تاریخ دچار تحولات بسار زیادی شد. به گونه ای که در قرن اخیر طراحی سازه ها، پیشرفت و تغییرات شگرفی یافته است. طراحی پل ها نیز بسته به نوع استفاده ی آنها در کشورهای مختلف دنیا با آیین نامه های گوناگونی صورت می‌پذیرد . سیر تحول طراحی در سازه ها، طراحی پل ها را نیز تحت تاثیر قرار داده ومطالعه در روند طراحی این گونه سازه ها نشان می دهد که با پیشرفت دانش فنی و مهندسی سعی شده است که طراحی این گونه سازه ها تا حد امکان در بر گیرنده ی رفتاری نزدیک تر به رفتار واقعی گردد.

سازه ی پل در مراحل مختلف طراحی ، ساخت و بهره برداری همواره باید مورد توجه خاصی قرار گیرد. مراجعه به آمار و ارقام نشان می دهد درصد بسیار زیادی از هزینه های احداث و اجرای هر راه ارتباطی به پل های آن اختصاص می یابد. هم چنین در هزینه های نگهداری و تعمیر، سهم پل ها بسیار قابل توجه است .

۱-۲- اهمیت موضوع

در این میان ، پل های راه آهن به علت برخورداری از برخی خصوصیات و رفتارها، از سایر پل ها متمایز می باشد. بارهای ضربه ای و دینامیکی بزرگتر، تحرک و دینامیک بالای بار، تاثیرات متقابل پل، خط و قطار از جمله تاثیر سرعت قطار و بار محوری، اندرکنش دینامیکی پل و قطار و عوامل مختلف موثر که همگی باعث ایجاد این تمایز شده و بر توجه خاص و دقت کافی در مطالعه رفتار این گونه پل ها تاکید می‌ورزند.

با نگاهی به تاریخچه‌ی احداث پل ها و به ویژه پل های راه آهن در ایران می توان دریافت که پل های احداث شده در کشور دارای تنوع و گستردگی زیادی بوده و نکات مهمی در مورد آنها به چشم می خورد که در ذیل به برخی از آنها اشاره می‌شود :

الف- از عمر بسیاری از پل ها سالیان درازی می‌گذرد..

ب- در اغلب موارد به دلایل شرایط اقتصادی، تعمیر و جایگزینی پل های آسیب دیده و پل هایی که عمر مفید آنها تقریباً رو به اتمام است انجام نشده است.

ج- از آن جا که طراحی و ساخت تعداد قابل توجهی از پلها در سالهای خیلی قبل صورت گرفته، شناسنامه ی کاملی از مشخصات برخی از آنها در دست نیست.

د- در موارد متعدد به دلایل مختلفی، نحوه ی بهره برداری از پل ها، در شرایطی خارج از حد استاندارد صورت گرفته و همین امر بر روند آسیب دیدگی پلها، تاثیرات جدی گذاشته است.

ه- شرایط اقتصادی ایجاب می کند که مقدار بارهای ناشی از ترافیک عبوری در روی خطوط ارتباطی، حجم آنها و سرعت سیر تا حد امکان افزایش یابد، که این امر در بهره وری و اقتصاد صنعت حمل و نقل کشور تاثیر زیادی ایفا می‌نماید. با این حال طبیعی است که نمی توان بدون ارزیابی پل های موجود در برابر افزایش این بارها به این هدف نایل آمد .

به طور خلاصه، می توان گفت وضعیت موجود بسیاری از پل ها به لحاظ مسایل سازه‌ای رضابت بخش نبوده و لازم است تا نسبت به بررسی و ارزیابی آنها اقدام شود. این در حالی است که هر روزه این پل ها تحت بارهای ترافیکی قرار می‌گیرند. از طرفی همانطور که گفته شد، عمر تعداد زیادی از این پل ها بالاتر از عمر مفید آنها بوده، لیکن به علت آن که جایگزینی و تعویض آنها سرمایه ی زیادی نیاز دارد، می بایست نسبت به ارزیابی و مقاوم سازی آن اقدام گردد تا در صورت امکان و تا جایی که سازه کارایی دارد مورد استفاده قرار گیرد.

۱-۳- هدف از این تحقیق

در این تحقیق به بررسی آسیب پذیری لرزه ای یک پل یک خطه بتنی راه آهن به طول ۳۵ متر با سه دهانه مساوی ، به منظور شناخت و تعیین نقاط ضعف آنها در هنگام وقوع زلزله و مشخص نمودن سطح عملکرد آنها با استفاده از تحلیلهای خطی و غیر خطی ، پرداخته شده است .

۱-۴- روش کار

یک پل بتنی راه آهن موجود به طول ۳۵ متر در نظر گرفته می شود و بر اساس آیین نامه های ایران ، بارگذاری و سپس با نرم افزار SAP۲۰۰۰ ، تحلیل می گردد . سپس آنالیز های استاتیکی غیر خطی و دینامیکی غیر خطی تحت هفت شتاب نگاشت انجام می شود و در ادامه تغییر

مکانهای مربوطه بدست می آید. با بدست آوردن تغییر مکانهای حاصل از متوسط ماکزیمم های هفت شتاب نگاشت ، با نتایج حاصل از تحلیل استاتیکی غیر خطی مقایسه می شود و سرانجام با ارزیابی آسیب های وارده سطح عملکرد سازه تعیین می شود.

۱-۵- ساختار پایان نامه

در فصل اول پایان نامه به مقدمه تحقیق شامل اهمیت موضوع ، هدف از تحقیق و چگونگی روش کار پرداخته شده است .

در فصل دوم در ابتدا به مفاهیم زلزله و سپس به تقسیم بندی پلها پرداخته شده است .

در فصل سوم در ابتدا به تعاریف ارزیابی آسیب پذیری لرزه ای سازه ها و انواع روشهای موجود پرداخته شده است. سپس به بررسی پژوهشهای گذشته در زمینه اثر زلزله بر پلها ، خرابی های مجاز از نظر AASHTO و اثر تخریبی زلزله بر پلها در ایران و تحقیقات صورت گرفته در این زمینه اقدام گردیده است .

در فصل چهارم جهت ارزیابی رفتار ، به توضیح روشهای خطی و غیر خطی تحلیل پرداخته شده است . سپس به معرفی برنامه کامپیوتری مورد استفاده در تحقیق و معرفی پل مورد بررسی پرداخته شده است.

در فصل پنجم بر روی مدل آنالیزهای استاتیکی و دینامیکی خطی و غیر خطی انجام گردیده و سپس به ارائه نتایج حاصل از تحلیل ها به همراه منحنی های مربوطه و مقایسات آن پرداخته شده است .

در پایان در فصل ششم ، نتایج حاصل از تحقیق و پیشنهادات برای مطالعات آتی ارائه گردیده است.

فصل دوم

کلیات و تعاریف

۲-۱- مفاهیم زلزله

۲-۱-۱- مقدمه

در پی رخداد زمین لرزه همواره بازتاب های وسیعی در سطوح بین المللی وجود داشته است . وقوع زمین لرزه در مناطق لرزه خیز، سالانه چندین هزار نفر را به کام مرگ می کشد و موجب تلفات اقتصادی فراوان نیز می‌گردد.

اکثر تلفات جانی و مالی ناشی از زمین لرزه در نقاط مختلف دنیا ناشی از تخریب و آسیب دیدگی سازه ها به ویژه ساختمان های مسکونی می باشد این تلفات به ویژه در روستاها و مناطقی که ساختمان ها جهت تحمل بارهای لرزه‌ای طرح و اجرا نگردیده اند به مراتب چشمگیرتر از سایر مناطق است متاسفانه عدم رعایت آیین نامه های زلزله در کشورها و عدم نظارت صحیح در اجرای سازه ها تلفات انسانی فراوان این پدیده را در سرتاسر دنیا موجب می‌شود در کشورهای پیشرفته زلزله خیز نظیر ایالات متحده و ژاپن، پس از تجربه‌های سخت زلزله های اوایل قرن بیستم، آیین نامه هایی جهت محاسبه، نظارت واجرای سازه های عمرانی به ویژه ساختمان ها و پل ها و سایر ابنیه تدوین و در دسترس مهندسین طراح و ناظر قرار گرفت به مرور زمان و با آگاهی از چگونگی آسیب دیدگی نوعی سازه ها در اثر زلزله، میزان تلفات جانی و مالی در این کشورها به مقدار زیادی کاهش یافته است اما در کشورهای در حال توسعه، زلزله کماکان در سطح وسیعی قربانی می‌گیرد وقوع زمین لرزه بم در دوم دی ماه ۸۲ در ایران با بزرگی ۶/۵ ریشتر یکی از نمونه های بارز این رویداد به شمار می‌رود در جدول ذیل برخی از زمین لرزه های روی داده در سال های اخیر و میزان تلفات و بزرگی آنها نمایش داده شده است.[۱]

جدول ۲-۱- برخی زلزله های مهم دنیا در گذشته

تلفات جانی	بزرگی (ریشتر)	کشور	سال
۲۴۰۰۰۰	۸/۰	تانگشان، چین	۱۹۷۶
۱۴۷	۷/۸	ساحل شیلی	۱۹۸۵
۱۰۰۰۰	۸/۱	مکزیکوسیتی	۱۹۸۵
۶۲	۷/۱	لوماپریتا، کالیفرنیا	۱۹۸۹
۱۲۰۰۰	۷/۸	لوتزون، فیلی پین	۱۹۹۰
۵۹	۶/۴	نورتریج، کالیفرنیا	۱۹۹۴
۶۵۰۰	۷/۱	کوبه، ژاپن	۱۹۹۵
۱۸۰۰۰	۷/۴	ترکیه	۱۹۹۹
۲۰۰۰	۷/۶	تایوان	۱۹۹۹

در سال ۱۹۹۸، ۹۰۰۰ نفر در سرتاسر دنیا به علت زمین لرزه جان خود را از دست دادند و آمارها از این حکایت دارند که به طور متوسط سالانه ۱۰۰۰۰ نفر در اثر این حوادث در طی سال های اخیر جان سپرده اند[۱]

سابقه تاریخی زلزله های ایران نشان می دهد که هر چند گاه یک بار زلزله شدیدی در یکی از مناطق این کشور رخ داده است و موجب تلفات و خسارات سنگینی شده است گزارش های بسیاری از این زلزله ها عموماًبه طول و عرض جغرافیایی، مرکز زلزله و نهایتاً بزرگی زلزله ها محدود شده اند در سال های اخیر با گسترش تدریجی شبکه لرزه نگاری کشور اطلاعات دقیق تری از زلزله ها به دست آمده است و نگاشت تعدادی از آنها به ثبت رسیده است وجود شتاب نگاشت های زلزله در مناطق مختلف برای تحلیل رفتار دینامیکی و به طور کلی ارزیابی آسیب پذیری انواع سازه ها اهمیت حیاتی دارد آیین نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله ایران مرسوم به آیین نامه ۲۸۰۰ پس از انجام مطالعات گسترده و تشکیل کمیته تدوین، اولین بار در سال ۱۳۶۶ به چاپ رسید ویرایش دوم این آیین نامه در آذر ۱۳۷۸ و پیدا نمودن ضمانت اجرایی

آن روند رو به بهبودی را در سازه های ساختمانی کشور و رفتار بهتر سازه ها در اثر زمین لرزه ایجاد نمود. در زمین لرزه های اخیر به کرات مشاهده گردیده است که در ساختمان های طراحی و اجرا شده مطابق با آیین نامه که تحت اثر زلزله واقع شده اند به اهداف این آیین نامه دست یافته شده است، به عنوان مثال در زلزله های شدید ساختمان ایستا مانده و تلفات جانی به حداقل رسیده است در خصوص پلها متاسفانه تا چند سال گذشته هیچ آیین نامه ملی برای طرح لرزه ای مختص ویژگی های لرزه خیزی کشور وجود نداشت و در سال ۱۳۷۶ مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن طی نشریه ۲۳۵ خود مجلدی ۱۶ صفحه‌ای را تحت عنوان آیین نامه طرح پلهای شوسه و راه آهن در برابر زلزله منتشر نمود که این دستور العمل قطعاً پاسخگوی نیاز مهندسین طراح پل نیست و لازم است تا کمیته مربوطه به جدیت در صدد ویرایش و تکمیل این آیین نامه و به روز رسانی آن با درس های گرفته شده از زلزله‌های اخیر برآید.

۲-۱-۲- پدیده زلزله

در این بخش ابتدا به مفاهیم اولیه زلزله و ماهیت آن می‌پردازیم برای توضیحات بیشتر می‌توان به کتب مهندسی زلزله و زلزله شناسی مراجعه کرد.

۲-۱-۳- منشاء زلزله

از میان نظریه های مختلفی که به عنوان عامل اصلی زلزله ارائه گردیده ، نظریه حرکات زمین ساخت صفحه ای بیشترین مقبولیت را در میان لرزه شناسان یافته است براساس این نظریه، پوسته زمین مرکب از صفحاتی است که میل به حرکت دارند این صفحات که به طور لایه لایه روی هم قرار گرفته اند پس از حرکت، زلزله را تولید می کنند[۱]

۲-۱-۴- کانون و مرکز زلزله

از اواخر قرن نوزدهم ثبت امواج حاصل از زلزله در ژاپن و سایر نقاط جهان آغاز شده است نحوه انتشار این امواج به گونه ای است که گویی از یک مرکز واحد ساطع شده اند این مرکز را کانون زلزله می‌نامند تصویر این نقطه بر روی سطح زمین را مرکز زلزله و فاصله این نقطه تا سطح زمین را عمق زلزله میخوانند زلزله را بر حسب عمق به دو نوع سطحی و عمیق تقسیم می‌کنند عمق زلزله های سطحی کمتر از ۷۰ کیلومتر است و زلزله های عمیق از عمق ۳۰۰ تا ۶۰۰

کیلومتری منتشر می‌شوند حوزه اثر زلزله های سطحی نسبتاً کوچک است و در خارج از آن جز با وسایل لرزه نگاری نمی توان زلزله را حس کرد در حالی که زلزله های عمیق در فواصل دور محسوس می‌باشند تفاوت عمده این دو نوع زلزله از نظر مهندسی در این است که زلزله های مخرب همواره از نوع سطحی هستند و زلزله ای عمیق اثر تخریبی چندانی ندارند[۱]

۲-۱-۵- شدت زلزله

تعیین اندازه زلزله توسط پارامترهای مختلفی انجام می‌شود شدت زلزله که به مقیاس مرکالی مشهور است در سال ۱۹۰۲ توسط مرکالی پیشنهاد گردید در این مقیاس شدت زلزله به صورت تابعی از احساس دریافت انسان و موجودات زنده از زلزله و نیز تاثیر زلزله بر ساختمان‌ها بیان می‌شود و نوع اصلاح شده این مقیاس شامل دوازده درجه است که توسط نیومان ارائه گردیده است این مقیاس به طور گسترده ای پذیرفته شده ، استفاده می‌شود[۱]

۲-۱-۶- بزرگی زلزله

اندازه زلزله بستگی زیادی به انرژی آزاد شده دارد از سوی دیگر دامنه ارتعاش حاصل از زلزله در فاصله معینی از مرکز زلزله ارتباط مستقیمی با انرژی آزاد شده دارد از این رو ریشتر اولین بار در سال ۱۹۳۵ بزرگی M را چنین تعریف کرد:

$$M=\log A \qquad (۱-۲)$$

در این رابطه M بزرگی(درجه ریشتر) و A دامنه لرزه نگاشتی است که از یک دستگاه ووداندرسن در فاصه صد کیلومتری مرکز زلزله به دست آمده باشد (A برحسب میکرون است) چون امکان کمی وجود دارد که همیشه در فاصله صد کیلومتری مرکز زلزله ایستگاه داشته باشیم از رابطه زیر استفاده می کنیم:

$$M=\log A - \log A_0. \qquad (۲-۲)$$

A دامنه بیشینه لرزه نگاشت در یک ایستگاه دلخواه برای زلزله مورد نظر و A_0 نظیر A اما برای زلزله معینی است که به عنوان استاندارد برگزیده شده است [۱]

۲-۱-۷- انرژی آزاد شده

بخشی از انرژی آزاد شده به صورت امواج زلزله انتشار می‌یابد و بخشی دیگر صرف جابجایی گسل‌ها و خرد شدن سنگ ها می شود گوتنبرگ و ریشتر در سال ۱۹۵۶ رابطه زیر را برای انرژی آزاد شده ارائه نمودند :

$$\log E = ۴/۸ + ۱/۵ \quad (۳-۲)$$

در این رابطه E انرژی آزاد شده و M بزرگی زلزله است [۱]

۲-۱-۸- رابطه شدت و بزرگی

پارامترهای انرژی، شدت و بزرگی در واقع بیانگر پدیده آزاد شدن انرژی در گسل می‌باشند از این رو روابط مختلفی برای مرتبط ساختن این سه پارامتر ارائه شده است به عنوان مثال رابطه استوا که در ۱۹۶۴ ارائه گردیده است بیان می‌شود :

$$I = ۸/۱۶ + ۱/۴۵M - ۲/۴۶ \ln r \quad (۴-۲)$$

که I شدت بر حسب مرکالی اصلاح شده، M بزرگی و r فاصله از مرکز زلزله بر حسب کیلومتر است. [۱]

۲-۱-۹- مدت زلزله

مدت زلزله عبارت است از مدت زمانی که ارتعاشات زمین احساس می‌شود [۲] ممکن است این طور تصور شود که شتاب اوج (PGA) تنها عامل موثر و مهم در ارزیابی خطر زلزله است، در حالی که ثابت شده است شتاب های خیلی بزرگ با فرکانس بالا اثر تخریبی چندانی ندارد و از این رو ایده شتاب موثر مطرح شده است مشاهدات و تجارب حاصل از زلزله های مخرب و مطالعه عملکرد سازه های مختلف تحت زلزله های مصنوعی نشان داده است که مدت زلزله از عوامل موثر در خرابی و انهدام سازه می‌باشد سازه ممکن است چند ضربه قوی اولیه را تحمل کند اما پس از چند ثانیه آن چنان ضعیف میشود که تاب ضربات ملایم تر بعدی را ندارد[۱] در برخی زلزله ها زمین برای مدت نسبتاً طولانی با شدت زیاد مرتعش می‌شود در نتیجه خسارت وارده به سازه ها نیز بیشتر می‌گردد در برخی دیگر نیز زمین برای مدت کوتاهی با شدت زیاد مرتعش شده، سپس شدت ارتعاشات به سرعت کاهش می یابد در این نوع زلزله ها قبل از اینکه انرژی زلزله به طور

کامل به سازه وارد شود و تولید خسارت نماید شدت آن کاهش می یابد مدت زلزله تابعی از میزان انرژی آزاد شده است لذا روابطی هم که در مورد تعیین مدت زلزله ارائه می‌شود به نوعی مدت زلزله را به بزرگی آن مرتبط می‌سازد.

امبرسز رابطه را پیشنهاد کرده است:

$$t = ۱۱/۵M_s - ۵۳/۰ \qquad (۵-۲)$$

که در این رابطه t مدت زلزله بر حسب ثانیه و M_s بزرگی زلزله بر حسب ریشتر است [۲]

۲-۱-۱۰- وسعت زلزله

وسعت ناحیه زلزله زده با انرژی آزاد شده متناسب است امبرسز به کمک داده های تاریخی وسعت زلزله را معین کرده است و با استفاده از روابطی بین وسعت و بزرگی زلزله، بزرگی زلزله های تاریخی ایران را بر آورد نموده است در جدول زیر وسعت زلزله به صورت تقریبی برای بزرگی های مختلف داده شده است [۱]

جدول ۲-۲- رابطه تقریبی میان وسعت و شدت زلزله [۱]

بزرگی زلزله (ریشتر)	شعاع منطقه که زلزله حس می‌شود (کیلومتر)
۸	۶۰۰
۷	۴۰۰
۶	۲۲۰
۵	۱۵۰
۴	۸۰
۳	۱۵
۲	۰

۲-۱-۱۱- محتوای فرکانسی زلزله

فرکانس حاکم زلزله یکی از مهمترین پارامترهای موثر بر خسارت لرزه ای سازه ها به شمار می‌رود این پارامتر اساساً به نوع گسل ها و مشخصات فیزیکی زمین بستگی دارد به طور کلی فرکانس حاکم زلزله در زمین های سست ، نرم، پایین و در زمین های سنگی و صخره ای بالا می‌باشد بدیهی است بیشترین خسارت به سازه هایی وارد می‌شود که فرکانس طبیعی آنها به فرکانس حاکم زلزله نزدیک تر باشد زلزله های گذشته این مطلب را به خوبی نشان داده اند، به عنوان مثال می‌توان به زلزله منجیل (۱۳۶۹) اشاره کرد این زلزله گرچه با فاصله نسبتاً زیادی از شهر رشت اتفاق افتاد اما باعث خسارات قابل توجه ساختمان های بلند شد، در صورتی که خسارات وارده به ساختمان های کوتاه چندان زیاد نبود علت این امر پایین بودن فرکانس حاکم زلزله و در نتیجه آسیب دیدگی ساختمان های بلند در شهر رشت بود. [۱]

۲-۲- بخشهای اصلی سازه پل

اگر چه امروزه گستردگی سیستم های باربر سازه پل باعث گردیده تا تفکیک بخشهای مختلف آن پیچیده و بعضاً غیر ممکن به نظر آید، لیکن در یک نگرش کلی می توان بخشهای اصلی ذیل را مشاهده کرد :

الف – تکیه گاهها: شامل پایه‌ها، کوله ها و نشیمن گاهها می‌باشند و نقش آنها، انتقال نیروها به فوندانسیونها می‌باشد .

ب- روسازه: عبارتست از المان افقی اصلی که نیروهای عرشه را مستقیماً یا به طور غیر مستقیم به تکیه گاهها منتقل می نماید. لازم به ذکر است، ضرورتی به افقی بودن این المان وجود نداشته و روسازه می تواند مشتمل بر چند لایه باشد .

ج- عرشه: مشتمل بر سطحی مسطح و غیر انعطاف پذیر است که محل عبور وسایل و یا تاسیسات می‌باشد. در مواردی نظیر لوله های انتقال، عرشه را می توان حذف نمود. [۱]

۲-۳- تقسیم بندی پلها

۲-۳-۱- تقسیم بندی براساس مصالح مورد استفاده در سازه پل

گستردگی مصالح باعث گردیده طیف وسیعی از گزینه ها برای سازه پل وجود داشته باشد که این امر کار طراح در انتخاب مصالح را دشوار نموده است.

الف) پلهای با مصالح بنایی: معمولاًمشتمل بر پلهای قدیمی و فاقد تسلیح کننده می‌باشد که آمادگی خوبی جهت مقابله با زلزله را نداشته و عموماً دارای احتمال آسیب پذیری زیادی در برابر زلزله می باشند.

ب- پلهای بتن مسلح: از بتن مسلح شده با میلگرد ساخته شده که در صورت طراحی مناسب قابلیت مقابله با زلزله را دارا می‌باشند. پلهای بتن مسلح معمولاًبه دو صورت معمولی و پیش تنیده اجرا می‌گردند.

ج- پلهای فولادی: این پلها برای دهانه های متوسط و بزرگ نسبتاً اقتصادی تر از پلهای با مصالح دیگر هستند.

د- پلهای مرکب (composite) : از ترکیب فولاد و بتن ، جهت استفاده از مزایای هر یک از این مصالح، استفاده نموده تا پاسخ اقتصادی به دست آید . بهسازی این پلها عموماً از پلهای بتنی آسانتر است.

ه- پلهای آلومینیومی: بسیار سبک وزن و مقاوم در برابر خوردگی می‌باشند. [۱]

۲- ۳-۲- تقسیم بندی از نظر هندسه

هندسه پلها در رفتار انها مؤثر بوده و می‌تواند منجر به بروز مسائل خاص به هنگام زلزله گردد. هندسه، به ویژه تاثیر مستقیم بر توزیع سختی و توزیع جرم و بالتبع رفتار دینامیکی دارد.

الف) پل مسطح مستقیم : این پل عرشه ای مسطح و مستقیم را تشکیل می دهد.

ب) پل مسطح و منحنی : عرشه چنین پلی مسطح بوده ولی دارای پلان غیر مستقیم، سهمی و یا هر شکل دیگر می باشد تاثیر رفتار پیچیده این قبیل سازه ها به هنگام زلزله قابل توجه می‌باشد.

ج) پلهای مرتفع : پلهایی که در ارتفاع زیادی از گذرگاه زیرین خود احداث می شوند، این پلها احتمالاً نیازمند پایه های میانی می‌باشند که در این صورت، رفتار دینامیکی آنها حائز اهمیت است.

د) پلهای کم ارتفاع: پلهایی که در ارتفاع اندکی از گذرگاه زیرین خود می‌باشند و در دهانه های متوسط نیازی به پایه میانی ندارند. [۱]

۲-۳-۳- تقسیم بندی از نظر تکیه گاهها

براساس نوع تکیه گاههای بکار رفته در پل ها، آنها را به دو دسته می توان تقسیم کرد. نوع تکیه گاه بکار رفته تاثیر مستقیمی بر رفتار لرزه ای دارد.

الف- تکیه گاه ثابت: این تکیه گاه مانع از انتقال بوده و همچنین می تواند مانع از دوران نیز باشد. در صورتی که پای تکیه گاهی ثابت باشد. تعییر مکانهای نسبی ایجاد شده در بین تکیه گاهها منجر به بروز تنش های داخلی می گردد. با توجه به تشکیل لنگرهای گیرداری و یا سایر مؤلفه های نیرو در چنین تکیه گاهی آسیب پذیری پل از چنین نقاطی، باید مد نظر قرار گیرد و در صورت لزوم باید حذف و تبدیل چنین تکیه گاهی، به تکیه گاه ساده را مد نظر قرار دارد .

ب- تکیه گاه علتکی : صرفاً انتقال دهنده نیروی ثقلی و برشی می باشد و به کمک بالشتک های ایزومری یا فولادی اجرا می گردد. این تکیه گاه، با کاهش نسبی سختی های انتهایی تیر نسبت به تکیه گاه ثابت، سختی کل سیستم را کاهش و بالتبع پریود کل سیستم را افزایش می دهد که در نتیجه باعث کاهش پاسخ سیستم و کاهش نیروهای القایی زلزله می گردد. [۱]

۲-۳-۴- تقسیم بندی از نظر طول دهانه

طول دهانه، پارامتر مهمی از نظر رفتار دینامیکی و همچنین آثار ضربه دینامیکی ماشین آلات متحرک است. پلها از نظر طول دهانه عرفاً به سه دسته تقسیم می شوند:

الف- پلهای با دهانه بزرگ : پلهای با دهانه بزرگ، اصولاً رفتاری انعطاف پذیر داشته و پریود آنها نسبتاً بلند می‌باشد و به جهت همین پریود بلند، نیروی زلزله به وجود آمده در آنها در مقایسه با وزن ناچیز است. در هر حال رفتار دینامیکی آنها به علت آثار مودهای بالاتر و مشارکت آنها در پاسخ نسبتاً قابل توجه است. به همین جهت در بهسازی چنین پلهایی ضرورت تحلیل دینامیکی غیر قابل انکار است.

ب- پلهای با دهانه متوسط: پلهای با دهانه ۱۰ تا ۵۰ متر که مشمول طراحی رایج می گردند.

ج- پلهای با دهانه کوتاه: پلهایی با دهانه کمتر از ۱۰ متر که اساساً رفتار استاتیکی داشته و حداکثر نسبت نیروی زلزله به وزن (شتاب پاسخ) را دارا می‌باشند.این پلها کمترین اهمیت را از نظر بررسی رفتار دینامیکی دارا می باشند. زیرا عموماً به علت طول دهانه کم، از سختی زیادی برخوردار بوده و بالتبع رفتاری صلب دارند، به عبارت دیگر پریود اصلی آنها نسبتاً کم می‌باشد[۹].

۲-۳-۵- تقسیم بندی از نظر کاربردی

اساساً پلها به منظورهای متفاوتی طرح و اجرا می گردند. کاربرد پل در بررسی بهسازی در برابر زلزله حائز اهمیت بوده و می توان با استفاده از این تقسیم بندی، به اولویت آنها جهت بهسازی پرداخت تا در هزینه ها صرفه جویی گردد. همچنین کاربری ، پارامتر مهمی جهت تعیین میزان بهسازی براساس اهمیت سازه می‌باشد.

الف- پلهای عابر پیاده ب- پلهای راه آهن و جاده ج- پلهای طبیعی

د- پلهای انتقال مواد و خطوط لوله [۹]

۲-۳-۶- تقسیم بندی از نظر سیستم سازه ای

براساس کاربری ، نوع مصالح مصرفی، طول دهانه، شرایط اقلیمی، توانایی اجرا و بسیاری از پارامترهای دیگر، طراحان اقدام به انتخاب سیستم باربرسازه ای می نمایند.

الف- تیر سرتاسری: ساده ترین نوع پل که در آن یک عرشه (عموماً بتنی) تخت ، مانند تیری ساده دو نقطه را به هم وصل می کند. رفتار لرزه ای این نوع پلها که عموماً در دهانه های کوتاه به کار می روند بسیار ساده می‌باشد. مود سقوط از روی کوله ها در این نوع پلها بسیار رایج است.

ب- پلهای مرکب از تیر و شاهتیر: در این دسته از پلها عرشه نیروی خود را به تیرهای فرعی انتقال می دهد و تیرهای فرعی به تیرهای اصلی (شاهتیرها) متصل بوده و نهایتاً تیر اصلی نیروی خود را به تکیه گاه منتقل می کند. این سیستم ها برای پل های با دهانه متوسط مناسب بوده و به همین جهت در پلهای درون شهری و به ویژه بزرگراه ها به طور گسترده به چشم می خورند.

ج- پلهای ارتوتروپیک: متشکل است از یک عرشه فلزی که در دو راستا توسط سخت کننده های فولادی در برابر تغییر شکلها سخت شده اند. رفتار این سیستم، دو بعدی و تحلیل دینامیکی آن بعلت مودهای دینامیکی ناشناخته حائز اهیمت است.

د- پلهای قوسی : این پلها به علت مهندسی بهینه از حداقل مصالح استفاده کرده و از قدیم الایام بعلت عدم دسترسی به مصالح مناسب جهت تحمل فشار مورد بهره برداری قرار می‌گرفتند. رفتار لرزه ای و بهسازی پلهای قوسی، نیازمند لحاظ کردن آثار دینامیکی ناشی از مهندسی خاص این سازه ها می باشد و وجود ترکیبی از المانهای صرفاً کشش، کششی- فشاری و صرفاً فشاری عاملی مهم در تعیین شکل مودهای خاص این سازه ها می باشد.

ه- پلهای خرپایی: قدیمی ترین نوع پلهای عصر جدید از چینی سازه هایی استفاده می کردند، زیرا در این سازه ها مصالح به خوبی و به صورت اقتصادی استفاده گردیده، به علاوه محاسبه و اجرای چنین سازه هایی نیازمند فناوری پیچیده ای نبوده است. اشکال این سیستم ها، عمدتاً وجود مفاصل خمشی به عنوان اتصالات بوده است که منجر به کاهش پیچیدگی در سیستم گردیده و آمادگی سازه را برای فرو ریزش زنجیری بالا می برد. خرپاها سازه هایی سبک و اقتصادی هستند و بهسازی آنها با روشهای متعددی از جمله افزودن المانهای جدید به سازه، افزودن مصالح به سازه ، تعمیر و تغییر اتصالات و ... قابل اجرا است.

و- پلهای معلق : در این سازه ها عرشه پل از طریق کابلهای صرفاً کششی بر کابل اصلی متصل بر برج‌ها تکیه کرده و نیروی خود را به برجها می دهد. برج ها نیز به نوبه خود نیروها را به فوندانسیون می دهند . تمامی کابلها صرفاً کششی بوده و به همین جهت منحنی قائم سازه در جهت ثقل زیاد است لیکن در سایر جهات این منحنی کمتر می گردد، زیرا کابل ها هیچ فشاری را تحمل نمی کنند. به همین جهت پریود نسبی چنین سازه هایی عملاً زیاد بوده و نیروی زلزله درصد کوچکی از وزن سازه می‌باشد. در عین حال، پارامترهای جابجایی برای چنین سازه ای تعیین کننده است.

ز- پلهای کابلی : این دسته از پلها از عرشه ای تشکیل گردیده که بارهای خود را از طریق دستکهای فشاری- کششی به برج اصلی منتقل و از آن طریق به فوندانسیون هدایت می کند. این پلها حتی برای دهانه های نسبتاً بلند نیز مناسب بوده، به همین جهت معمولاً طولانی می باشند. دستکها بر خلاف کابلها(در پل معلق) دارای سختی در دو جهت (فشار و کشش) بوده و به همین دلیل، زمانی تناوب آنها با پل کابلی متناظر، متفاوت است. مودهای حرکتی معکوس در این پلها باید از طریق تحلیل دینامیکی به درستی مشخص گردد. [۱]

۲-۳-۷- تقسیم بندی از نظر اهمیت

الف- پل بحرانی : پلی است که رابط و کلید دسترسی به سازه های ضروری نضیر بیمارستانها و مراکز آتش نشانی و .... است.

ب- پل مهم : پلی که دارای ارزش اقتصادی یا تاریخی است.

ج- سایر پلها

فصل سوم

ارزیابی آسیب پذیری و عملکرد پلها در زلزله

۳-۱- ارزیابی آسیب پذیری لرزه ای سازه ها

۳-۱-۱- مقدمه

برای درک رفتار و عملکرد سازه ها در برابر زمین لرزه بهترین کار مطالعه آثار زلزله های گذشته روی سازه ها است. بشر همواره با درس گرفتن از حوادث گذشته سعی نموده تا در آینده خود را در برابر حوادث مشابهی که احتمال وقوع آن در آینده می‌رود مصون سازد.

مشاهده عملکرد سازه ها در زلزله اهمیتی بنیادی در تکوین عمل مهندسی زلزله داشته است اولین ضوابط طراحی لرزه ای به دنبال بازدید هیات مهندسان ایتالیایی از ساختمان های آسیب دیده در زلزله مخرب مسینارجیو ۱۹۰۸ در ایتالیا شکل گرفت با گذشت زمان و رشد علم دینامیک سازه ها و به ویژه پس از ورود رایانه به صحنه، تحقیقات و محاسبات مهندسی، اطلاعات فراوانی راجع به رفتار انواع سازه ها در برابر زلزله به دست آمده است که به نوبه خود منجر به اصلاحاتی در ضوابط طراحی لرزه ای شده است اما این دریافتهای علمی قویاً نیازمند تایید تجربی بوده است تقریب فراوان در روش های ریاضی و مدلها و نیز خواص مصالح ، اتصالات و سازه ها می تواند به نتایج کاملاً بی ربط و وارونه منجر گردد و به همین دلیل برای تایید و احیاناً کالیبره کردن روابط و ضرایب باید در عمل مورد آزمایش قرار گیرند محدودیت های آزمایشگاهی به ویژه در مدل سازی و کاهش مقیاس اتصالات، اندرکنش خاک و پی تاثیر عناصر غیر سازه ای و مانند آن جایگاه و نقش یگانه‌ای به آزمایشگاه طبیعت بخشیده است و مشاهده عملکرد سازه ها در زمین لرزه های مخرب از ضرورتی بنیادی برخوردار است و در نتیجه همین مشاهدات بوده است که بسیاری از ضوابط طراحی لرزه ای شکل گرفته است و ضوابط پیشین در معرض تغییر و اصلاح واقع شده است. [۱]

خرابی های ناشی از پدیده زلزله در جهان بسیار چشمگیر است زمین لرزه های سطحی که فاصله کانون آنها از سطح زمین ۳۰ الی ۴۰ کیلومتر است خرابی های بیشتری به بار می‌آورند به طور مشابه به علت استهلاک انرژی اثر زلزله با دور شدن از مرکز زلزله در راستای افقی روی سازه ها کاهش می‌یابد.

۳-۱-۲- آثار زلزله روی سازه ها

الف- زمین لرزه در سازه ایجاد ارتعاش می کند و تغییر شکل ناشی از این ارتعاش می تواند خرابی قابل ملاحظه ای در سازه ها ایجاد کند یا حتی منجر به فرو ریزش آن گردد در اغلب سازه ها لرزش در راستاهای افقی بیشترین آسیب را وارد می‌سازد در خاک های نرم ارتعاشات ناشی از زلزله به میزان قابل توجهی تشدید می‌گردند . لذا لرزش سازه های بنا شده روی بسترهای نرم می‌تواند به مراتب بیشتر از سازه های بنا شده روی بستر سنگی باشد.

ب- زمین لرزه می تواند منجر به تغییر شکل هایی در زمین گردد که این تغییر شکل ها منجر به تخریب می شوند یکی از این آثار پدیده زمین لغزش است که در زلزله ها به وفور دیده شده است. پدیده دیگر حرکت نسبی در سطوح خطوط به صورت طولی وعرضی در خطوط گسل و بالا آمدگی سطح زمین تا حد چندین متر است مثلاً زمین لرزه خلیج Hawke در ۱۹۳۱ منجر به یک بالا آمدگی دائمی به اندازه ۲ متر گردید در مواردی که خاک از نوع ماسه نرم اشباع است زمین لرزه می تواند منجر به فشرده شدن ماسه و افزایش فشار آب حفره ای در نتیجه پدیده روانگرایی گردد. پدیده روانگرایی در زمین لرزه های با مدت زمان طولانی تر محتمل تر است روانگرایی می تواند منجر به نشست پی ها و گسترش جانبی خاک ، کج شدگی و حتی واژگونی سازه ها شود.

ج- خرابی می تواند توسط تسونامی ایجاد گردد(ایجاد جز و مد) ، که می تواند ناشی از زمین لرزه های سطحی یا زمین لغزش در نزدیکی ساحل باشد. به عنوان مثال زمین لرزه Wairarapu جنوب شرقی در سال ۱۸۸۵ موجب ایجاد یک تسونامی به بلندی ۱۰ متر گردید که هر دو پهلوی تنگه cook را در نوردید.

در هنگام زلزله، خسارت یا انهدام سازه ها از نقاط ضعف آنها شروع می‌شود بعد از شکست اولین نقاط ضعف، نیروهای زلزله نقاط بعدی را به خطر می اندازد بنابراین شناسایی نقاط ضعف

سازه ها یا به عبارتی استاندارد تشخیص نقص به عنوان گام اول و سپس بررسی روشهای مناسب ترمیم و تقویت و یا به عبارتی استاندارد درمان به عنوان گام دوم، اساس مطالعات آسیب پذیری سازه ها را در برابر زلزله تشکیل می دهد. در طی ۲۵ سال گذشته تلاش فزآینده ای برای ارزیابی مقاومت لرزه‌ای انواع سازه ها به عمل آمده است، اما با توجه به تنوع سازه ها و پیچیده بودن اثر عوامل و پارامترهای مختلف در آسیب پذیری لرزه ای سازه ها ، تهیه و تدوین استانداردهای تشخیص ضعف و درمان بسیار مشکل می‌باشد. براساس تحقیقات انجام گرفته که در سطح جهان، روشهای تعیین آسیب پذیری سازه ها را می توان به دو گروه کلی طبقه بندی نمود که عبارتند از :

الف) روشهای کیفی: در روشهای کیفی با توجه به شرایط لرزه خیزی محل و شرایط ساخت و براساس تجربه زلزله های گذشته فرم های ویژه ای تهیه می‌شوند بازرسان با استفاده از این فرم ها اطلاعاتی از قبیل سیستم باربر قائم، سیستم لرزه برجانبی(مانند مهاربندها و دیافراگم ها) ، کیفیت اتصالات، شکل پذیری اعضاء ، نحوه ساخت، شرایط محل ساختمان، وضعیت پی و ... را جمع آوری نمود، در یک بانک اطلاعاتی رایانه‌ای ذخیره می کنند از این روشها می توان برای برآورد اولیه و تقریبی ظرفیت مقاومت سازه های یک منطقه خاص استفاده نمود اما قضاوت و تصمیم گیری در مورد تقویت یا تخریب سازه ها با استفاده از این روشها بسیار دشوار است.

ب) روشهای کمی: روند ارزیابی با دقت بیشتری مورد مطالعه قرار می‌گیرد در این روشها عموماً مدل سازی کامپیوتری و تحلیل دینامیکی غیر خطی اعضای سازه ای و غیر سازه ای در صورت لزوم ضروری می‌باشد مقاومت و شکل پذیری اعضاء از جمله پارامترهای مهم برای تعیین آسیب پذیری می‌باشند که می توانند با روشهای تجربی و آزمایش مدلها تعیین شوند.

۳-۱-۳- مفهوم تقاضای شکل پذیری

از فلسفه طراحی واضح است که طرح لرزه ای ساختمان ها و پلها زمانی اقتصادی است که ستونها نگهدارنده به تسلیم خمشی برسند در نتیجه لازم است که تسلیم خمشی در یک حالت کنترل شده و پایدار روی دهد مثلاً وقوع تسلیم شدگی خمشی در یک ستون موجب می‌گردد تا تغییر شکل ها از ظرفیت تسلیم ستون فراتر روند تجاوز این تغییر شکل از حد تسلیم به میزان تقاضای شکل پذیری ستون بر می گردد از این رو درک مفهوم و تعریف شکل پذیری و اینکه چه

پارامترهایی روی ظرفیت شکل پذیری ستون تاثیر می‌گذارند حائز اهمیت است تعاریف ذیل جهت تعریف شکل پذیری در سازه ها و خصوصاً پلها عمومیت دارند:

الف- شکل پذیری تغییر مکانی (شکل پذیری سازه): این تعریف سنجشی از فراتر رفتن تغییر مکان مرکز جرم سازه از تغییر مکان تسلیم ارائه می دهد.

ب- شکل پذری انحناء (شکل پذیری مقطع): این تعریف سنجشی از فراتر رفتن انحنای مقطع ستون از انحنای تسلیم ارائه می دهد.

این فاصله گرفتن از ایده آل سازی ارتجاعی- خمیری به علل زیر روی می دهد:

۱- تمامی آرماتورهای مسلح کننده در یک مقطع بتنی مسلح در یک لحظه به حد تسلیم نمی رسند ابتدا دورترین میلگردها نسبت به تار خنثی به حد تسلیم می رسند سپس به تدریج سایر میلگردها نیز تسلیم می‌شوند چنین حالت مشابهی نیز در ستونهای فولادی که در معرض چرخش‌های خمشی فزآینده قرار می‌گیرند روی می دهد.

۲- مشخصات بتن و فولاد در حالت غیر خطی بر حسب کرنش متغیر خواهد بود در اکثر پلها، که شکل پذیری توسط مفصل خمیری ستونها تامین می‌گردد، ظرفیت شکل پذیری به تغییر مکان نهایی Δu محدود می گردد که تغییر مکانی است که می تواند توسط ستونهای پل بدون فروریختگی تحمل گردد. تعریف Δu تا اندازه ای ذهنی و مشخص است ولی یک روش پیشنهادی در اعضای بتن مسلح این است که Δu تغییر مکان متناظر با اولین شکست آرماتورهای محبوس کننده در یک مفصل خمیری ستون تعریف می‌شود که در نتیجه آن تنزل سریعی در عملکرد خواهیم داشت یا اینکه تغییر مکان متناظر با ۲۰٪ کاهش ظرفیت باربری جانبی پس از رسیدن به مقاومت حداکثر داریم برای فهمیدن رابطه بین ظرفیت شکل پذیری انحنا در ناحیه مفصل پلاستیک باید شکل پذیری طراحی ارزیابی گردد.

۳-۱-۴- آسیب پذیری چیست ؟

طبق تحقیقات انجام شده در سرتاسر دنیا، محققین مختلف که در زمینه های گوناگون آسیب پذیری سازه ای مطالعه نموده اند، بر حسب زمینه مورد مطالعه تعاریف متفاوتی ارائه داده اند. تئوری آسیب پذیری سازه ای چندین دهه است که در جنبه های مختلف آسیب پذیری مطرح شده است :

الف - Yao (۱۹۸۷) معتقد بود آسیب پذیری یک بنای ساخته شده (خاک- پی- سازه) در برابر زلزله مبتنی بر قابلیت اعتماد سازه است و بدین صورت بیان می‌شود : سازه هنگامی آسیب پذیر است که تقاضای زمین لرزه از ظرفیت مربوطه در مرحله بحرانی که منتهی به عملکرد غیر قابل قبول برای بقیه عمر سازه شود بیشتر گردد. [۳]

ب- Lind (۱۹۹۵) معتقد است آسیب پذیری نسبت احتمال شکست سیستم آسیب دیده به احتمال شکست سیستم آسیب ندیده است . [۴]

ج- Augusti (۱۹۹۹) و همکارانش آسیب پذیری را حساسیت امکان وقوع خرابی معرفی می کنند که توسط احتمالات شرطی رسیدن یا تجاوز از هر درجه خرابی تعیین می‌گردد. [۵]

د- Agarwal (۲۰۰۳) و همکارانش آسیب پذیری را این چنین تعریف نموده اند: سازه زمانی آسیب پذیر تلقی می شود که وقوع یک خرابی نسبتاً کوچک موجب ایجاد خرابی های بزرگ ناشی از آن شود به قول این محقق، سازه ای که حتی در یک مورد آسیب پذیر خوانده می شود، دیگر به عنوان یک سازه مقاوم تلقی نمی شود و هدف از تئوری آسیب پذیری سازه ای شناسایی انواع شکست توسط تحلیل پیوستگی فرم سازه ای است سنجش آسیب پذیری می تواند در یافتن اطلاعاتی راجع به نقص در یکپارچگی و سلامت سازه کمک شایانی نماید. [۶]

در بین این تعاریف ، دیدگاه Augusti و همکارانش از نظر مفهومی و کاربردی معقول تر به نظر می‌رسد.

۳-۱-۵- نظریه آسیب پذیری سازه ای

کلمه آسیب پذیری اغلب جهت بیان میزان ضعف های بالقوه یک جزء سازه یا یک سیستم سازه ای نسبت به برخی کنش های خارجی به کار می‌رود یک کنش خارجی می تواند یک رویداد طبیعی مانند زمین لرزه یا حوادث ناشی از دست بشر مثل حادثه رانندگی و یا همچنین خوردگی ناشی از عدم نگهداری مناسب باشد این کنش ها معمولاً قطعی و معین نیستند و ممکن است به اعضای سازه آسیب وارد سازند و بسته به موقعیت و قرار گیری اجزای سازه ای ممکن است به کل سازه آسیب بزنند زمانی که فرم سازه ای از لحاظ هندسی نامناسب است، ممکن است نتایج ناخوشایندی در پی آن باشد و یک خرابی جزیی منجر به شکست سازه یا فروریختگی پیش رونده گردد نظریه آسیب پذیری سازه ای که تا کنون توسط محققین مطرح شده است، تنها روی فرم

سازه متمرکز می‌شود یک تحلیل آسیب پذیری سازه ای، ضعف های بالقوه را در یک سازه به سادگی ولی به صورت منطقی شناسایی می کند این تحلیل اساساً با تحلیل نیروهایی که ممکن است به سازه آسیب برسانند متفاوت است اما بعد از اینکه سناریوهای مهم شکست شناخته شد، طراح قادر خواهد بود که احتمال وارد شدن نیروهای به خصوصی نظیر باد و زمین لرزه را ارزیابی نماید. [۶]

۳-۱-۶- ارزیابی آسیب پذیری

ارزیابی آسیب پذیری، تخمینی کمی از افراد و اموالی را که در یک جامعه در اثر هر حادثه صدمه می‌بینند ارائه می کند. ساده ترین تکنیکی که برای ارزیابی آسیب پذیری به کار می‌رود مقایسه نقشه نیمرخ جامعه مورد نظر با نقشه های میزان خطر در منطقه مورد نظر است تا مناطقی که مستعد خطر هستند و با محل زندگی افراد ، سازه ها و تاسیسات زیر بنایی همپوشانی دارند مشخص شوند این مناطق باید به دقت مورد مطالعه و بررسی قرار گیرند تا انواع خرابی هایی که ممکن است در طی یک حادثه ناگهانی روی دهد تخمین زده شود هدف از این ارزیابی تهیه اطلاعاتی ویژه است تا بتوان میزان تهدید هر خطر (شامل شدت زمین لرزه، عمق سیل، توقف خدمات رسانی، تاخیر در عبور و مرور ، تعداد تلفات و زخمی ها، مقدار آسیب های فیزیکی ، تلفات اقتصادی، تعداد خانواده‌های نقل مکان کرده و ...) را سنجید همانطور که می‌دانیم اطلاعاتی نظیر تعداد افراد در معرض خطر، تعداد سازه های آسیب پذیر، یا تخمینی از تلفات اقتصادی، همگی مفاهیم قابل سنجشی می‌باشند در این ارزیابی رسیدن به دقت کامل توسط این اندازه گیری ها لازم نیست. در تحلیل ریسک این اطلاعات اساساً در مقایسه خطرات مختلف با یکدیگر جهت اولویت‌بندی آنها و تعیین اینکه جامعه مورد نظر نسبت به کدامیک آسیب پذیرتر است به کار می‌روند همچنین انجام یک تحلیل خطر پیشرفته می‌تواند به عنوان یک آنالیز اقتصادی هم به کار گرفته شود که به صورت ریاضی هزینه ها را محاسبه می‌کند. [۷]

۳-۱-۷- تفاوت میان ریسک و آسیب پذیری

معمولاً ارزیابی آسیب پذیری و خطر در طرح کاهش خطرات یک جامعه تواماً صورت می‌پذیرد و زمانی که یک تحلیل ریسک صورت می‌گیرد هیچ تمایزی بین این دو مفهوم وجود

ندارد اما اگر بخواهیم از نظر مفهومی بین این دو تمایز قائل شویم می توان گفت که ریسک یک مفهوم عمومی و کلی است و آسیب پذیری در حقیقت مفهومی ویژه و کمی است که جهت بررسی و پیش بینی اثرات یک خطر به کار می‌رود تحلیل ریسک جهت توصیف خطرات به خصوص مانند آب و هوای نامناسب (مثلاً احتمال خاصی از مقدار معین بارش برف) به کار می‌رود در حالی که آنالیز آسیب پذیری، نوع تاثیری که هر خطر احتمالاً روی جامعه می‌گذارد مورد آزمایش قرار می‌دهد. یک ساختمان ممکن است در یک منطقه سیل‌خیز قرار داشته باشد (براساس یک ارزیابی ریسک) ولی در صورتی که خانه بالاتر از تراز سیل واقع شده باشد، در برابر چنین حادثه ای آسیب پذیر نخواهد بود به هر حال خطرات باید ارزیابی شوند و مناطق آسیب پذیر یک جامعه هم باید شناسایی گردند. ریسک ها باید اولویت بندی شوند زیرا یک آنالیز ریسک خوب مشخص می کند که برخی از ریسک ها نسبت به سایرین تهدید کننده تر می‌باشند. [۷]

۳-۲- انواع روشهای ارزیابی آسیب پذیری

به منظور تخمین زیان های وارده ناشی از یک زمین لرزه لازم است که برای هر نوع از سازه ها رابطه ای بین شدت حرکات زمین و میزان آسیب وارده به سازه ها تعیین شود. رابطه اخیر در ادبیات فنی تابع آسیب پذیری خوانده می‌شود. روشهای مختلفی برای ارزیابی خرابی ایجاد شده در سازه بر اثر زلزله موجودند. به طور کلی همه این روشها را می توان در گروه های زیر طبقه بندی کرد: [۲]

۲-۳-۱- روشهای طبقه بندی : دسته بندی سازه ها به کلاس گونه شناسی

۲-۳-۲- روشهای بازرسی و امتیاز دهی : نسبت دادن مقادیر عددی (امتیاز) به هر یک از اجزای مهم سازه

۲-۳-۳- روشهای تحلیلی مقاومت مورد انتظار سازه در برابر حرکات زمین

۲-۳-۴- روشهای آزمایشگاهی انجام آزمایش به منظورتعیین ویژگی های سازه یا اجزای آن .

به مجموعه دو روش اول و دوم ، تحلیل تجربی آسیب پذیری نیز اطلاق می‌شود.

در ادامه به شرح مختصر هر یک از این روشها می‌پردازیم :

۳-۲-۱- روش های طبقه بندی

این روشها کاملاً بر پایه مشاهدات آماری خرابی های ناشی از زلزله های گذشته قرار دارند معمولاً برای انواع مختلف سازه ها، توابع آسیب پذیری حاصل از این روشها، رابطه ای بین درصد خرابی و یکی از معیارهای شدت حرکت زمین در حین زلزله، شتاب ، سرعت یا جابجایی حداکثر زمین و یا طیف پاسخ را بیان می کنند ذکر این نکته لازم است که این روابط تجربی، تنها برای پیش بینی آنکه یک سازه متوسط (در دسته سازه های مورد مطالعه) چگونه به شدت مشخصی از حرکت زمین پاسخ می‌دهد، اعتبار دارند و نمی توان آنها را برای یک سازه مشخص به کار برد. مراحل به دست آوردن توابع آسیب پذیری در این دسته از روشها، شامل سه گام اساسی زیر می‌باشد: [۲]

الف) بازرسی و برآورد خسارات ناشی از زلزله های گذشته به وسیله پردازش آماری داده های مربوط به انواع متداول سازه ها ، کیفیت ساخت و ساز، شرایط خاک و شرایط محل و سطوح خرابی شناسایی شده

ب) تعیین پارامتر شدت میانگین لرزش زمین در منطقه مورد مطالعه برای زلزله هایی که تهیه داده های آسیب سازه ای و نیز پردازش آماری این داده ها برای زلزله های مذکور، در گام قبلی صورت گرفته است.

ج) ترکیب داده های آسیب سازه ای و شدت زمین لرزه متناظر با آنها به منظور تولید توابع آسیب پذیری برای این منظور، رابطه ای بین خسارات ناشی از زمین لرزه برای عناصر در معرض ریسک موجود در منطقه و پارامترهای ثبت شده حرکت زمین برقرار می‌شود.

۳-۲-۲- روشهای بازرسی و امتیاز دهی

در این روشها با توجه به شرایط لرزه خیزی و شرایط ساخت و ساز براساس مشاهدات خرابی در زلزله های گذشته، فرم های امتیاز دهی ویژه ای تهیه می‌شوند. بازرسان ساختمان و یا سایر انواع سازه ها ، با استفاده از این فرم ها به هر یک از عوامل موثر بر آسیب پذیری لرزه ای سازه از قبیل وضعیت کاربری و اهمیت سازه، سیستم باربر قائم، سیستم لرزه بر جانبی، کیفیت اتصالات، شکل پذیری اعضاء، نحوه ساخت، شرایط محل ساختمان، وضعیت پی ،امتیازاتی اختصاص می دهند با جمع زدن امتیازات می توان تشخیص داد که سازه مورد نظر آسیب پذیر است یا خیر. در صورتی که توسط این روش مشخص شود که سازه آسیب پذیر است و احتیاز به ترمیم و بهسازی دارد، روشهای دقیق تر ارزیابی آسیب پذیری ، مانند روش تحلیل آسیب پذیری، را می توان در مورد آن اعمال کرد. به کمک این روشها می‌توان نوعی غربال کردن انجام داد به این معنی که با صرف تلاش نستباً کمی، می توان سازه های با ریسک کمتر را از محدوده سازه های مورد مطالعه حذف کرد و دقت و توان بیشتری را صرف مطالعه دقیق تر سازه های آسیب پذیر نمود. در واقع، یکی از اهداف این روشها، اولویت بندی و تصمیم گیری در خصوص ترتیب زمانی انجام عملیات ترمیم و بهسازی واقع در یک منطقه می تواند باشد که این امر را مورد شریان های حیاتی از اهمیت ویژه ای برخوردار است.

برای ارزیابی آسیب پذیری سازه ها با این روش، دستورالعمل مبسوطی برای انواع مختلف سازه ها تهیه شده است که از آن جمله می توان به دستور العمل های ارائه شده توسط ATC برای ارزیابی آسیب پذیری سازه های ساختمانی و نیز ATC ۶-۲ برای ارزیابی آسیب پذیری پلها اشاره کرد که هر دو توسط انجمن تکنولوژی کاربردی تهیه شده اند. [۸]

۳-۲-۳- روشهای نظری ارزیابی آسیب پذیری

در روشهای نظری (تحلیلی) ارزیابی آسیب پذیری ، سعی می‌شود رابطه‌ای بین آسیب وارده به یک سازه مشخص و پارامترهای کلیدی و مهم پاسخ برقرار شود. این دسته روشها به طور کلی با روشهای تجربی(مجموعه دو روش قبلی) که غالباً تنها به یک ارزیابی کلی از آسیب منجر می‌شوند، متفاوت هستند. روشهای نظری ارزیابی آسیب پذیری سازه ها نوعاً بر پایه انجام آنالیز مدل های ریاضی سازه بنا شده اند. به ازای بارگذاری های مختلف زلزله ، مقادیر مختلف آسیب محاسبه می‌شوند در مرحله بعد، هزینه های تعمیر و بازسازی متناظر با این مقادیر آسیب به صورت نسبت هزینه تعمیر و بازسازی به هزینه جایگزینی سازه ای مشابه ساز مورد مطالعه به دست می‌آید روشهای تحلیلی ارزیابی آسیب پذیری، دقیق تر از دوروش طبقه بندی و بازرسی و امتیاز دهی هستند و البته اغلب هزینه بیشتری نیز نسبت به این روشها در بر دارند توصیه شده که هر گاه نیاز به اطلاعات بیشتری از آنچه که از روشهای تجربی تحلیل آسیب پذیری به دست می‌آید باشد، ترجیحاً از این روشها استفاده گردد.

۳-۲-۴- روشهای آزمایشگاهی ارزیابی آسیب پذیری

در روشهای آزمایشگاهی ، پاسخ لرزه ای مدلی از سازه یا جزء سازه ای، توسط انجام آزمایشهای بارگذاری سیکلیک استاتیکی، دینامیکی و یا شبه دینامیکی تعیین می شود به علت هزینه زیاد این نوع روشها ارزیابی آسیب پذیری، از این روشها تنها برای سازه های خاص و نیز برای ارزیابی صحت نتایج حاصل از سایر روشهای ارزیابی آسیب پذیری استفاده می‌شود. در واقع یکی از منابع مهم برای کالیبره کردن مدلهای آسیبی که در روشهای تحلیل نظری آسیب پذیری معرفی می‌شوند، همین روشهای آزمایشگاهی می‌باشند. این روشها برای بررسی آسیب وارده به اجزای سازه کاربرد وسیعتری دارند به طور مثال همانطور که تعداد قابل توجهی از پلهای فلزی در

زلزله کوبه آسیب دیدند . با توجه به این موضوع که بیشتر این پلها دارای پایه هایی از نوع جعبه ای بودند، Usami , Kumar به بررسی آزمایشگاهی آسیب پذیری این نوع پایه ها پرداختند و به کمک نتایج آزمایشهای انجام شده توانستند پارامترهای شاخص آسیبی را که برای این نوع پایه ها معرفی کرده بودند تعیین کنند. [۳]

۳-۳- آسیب پلها در زلزله

در این بخش سعی خواهد شد علل مختلف خرابی پلها در زلزله های گذشته مورد بررسی قرار گیرد.

۳-۳-۱- خراببیهای ناشی از تغییر مکان

الف- خرابیهای دهانه ناشی از کافی نبودن طول نشمین گاه در اتصالات متحرک:

خرابیهای زیادی به علت حرکت نسبی دهانه بیش از طول نشمین گاه در جهت طولی، رخ داده است . این مشکل در پلهای چند دهانه با پایه های بلند امکان وقوع بیشتری دارد. حرکت غیر همفاز قابهای مجاور می تواند این مشکل را تشدید نماید. وجود زاویه بین قاب پایه و روسازه به علت تمایل روسازه به دوران، به این نوع خرابی کمک می نماید.

ب- بزرگنمایی تغییر مکانها تحت اثر خاک :

اگر پل روی خاک نرم یا مستعد روانگرایی ساخته شده باشد مساله تغییر مکانهای زلزله حادتر می‌باشد. خاکهای نرم معمولاً تحریکات زلزله را تشدید می نمایند و احتمال خروج از تکیه گاه را می افزایند . خاکهای مستعد روانگرایی مانند لای ماسه دار یا ماسه لای دار اشباع نیز ممکن است باعث ایجاد تغییر مکانهای زیاد گردند . خرابی ناشی از روانگرایی خصوصاً در پلهای دهانه ساده بسیار محتمل می باشد.

ج- برخورد بین بخشهای مجاور در سازه :

چنانچه فاصله بخشهای مختلف سازه ای به اندازه کافی نباشد ممکن است در اثر جابجایی های زلزله بین بخشهای مجاور برخورد صورت پذیرد این برخورد نیاز تغییر شکل را کاسته و نیاز نیرو را می‌افزاید. چنانچه برخورد بین اجزای هم سطح صورت گیرد، بعضاً این برخورد مفید دانسته شده است. علت این است که برخورد می تواند انرژی را میرا نماید و مانع تشدید گردد. مثلاً در پلها برخورد بخشهای روسازه که ترافیک جهات مختلف را سرویس می دهند سودمند می باشد. برخورد بین اجزای با ارتفاع متفاوت بسیار مخرب می باشد، مثلاً روسازه یک بخش با ستون قسمت مجاور برخورد نماید. نیروهای ضربه در این حالت می تواند برش ستونها را بیفزاید و

احتمال شکست ترد برشی را بالا ببرد همچنین برخورد روسازه با کوله نیز می تواند باعث دوران کوله گردد. [۱۰]

۳-۳-۲- خرابیهای ناشی از واژگونی کوله

نشست خاک و چرخش کوله ناشی از اثرات زلزله در خاکهای نرم و تراکم نیافته می‌باشد. شتاب زلزله در جهت طولی، فشار خاک پشت کوله را بالا می برد. این امر دو نتیجه دارد:

الف- خاک فشرده می شود پس اگر میزان تراکم اولیه آن کم باشد متراکم می‌گردد.

ب- کوله در اثر فشار خاک میل بر حرکت به سمت جلو را دارد. اما بخش بالایی به علت تماس با روسازه نمی تواند به سمت جلو حرکت نماید به همین دلیل کوله می چرخد.

در اینجا ذکر این نکته ضروری ات که هزینه خرابیهای کوله بسیار زیاد است اما معمولاً بلافاصله پس از زلزله تعمیرات لازم نیست و می توان تا مدتی به همان صورت از پل استفاده نمود. [۱۰]

۳-۳-۳- خرابی ستونها

۳-۳-۳-۱- خرابی ناشی از نقصان در مقاومت خمشی و شکل پذیری

الف) عدم کفایت مقاومت خمشی : به علت طراحی براساس نیروهای تخفیف یافته در جاهایی که تمهیدات لازم برای گرفتن تخفیف در نظر گرفته نشده باشد.

ب) مقاومت ناماندگار ستون : در ستونهای بتنی معمولاً اتصال ستون به شالوده دقیقاً روی شالوده صورت می گیرد. در ستونهای فلزی نیز چنین است. با ورود به مرحله پلاستیک در ستونهای بتنی طول همپوشانی کافی بین آرماتورها به منظور انتقال نیروهای حد جاری شدن وجود ندارد و ستون در همان محل خراب می شود.

ج) عدم کفایت شکل پذیری خمشی : به علت کافی نبودن مقاومت خمشی ستونها برای مقابله با نیروهای زلزله ، ستون ها در زلزله، وارد مرحله پلاستیک می شوند. به همین جهت باید تمهیدات لازم برای تشکیل مفصل پلاستیک در آنها در نظر گرفته شود. مثلاً بتن باید در ناحیه مستعد تشکیل مفصل پلاستیک حتماً محصور باشد تا از رفتار ترد برشی جلوگیری شود. در ستونهای فلزی باید سعی کرد مفاصل به محلهایی هدایت شوند که امکان ایجاد رفتار شکل پذیر داشته باشند. [۱۱]

۳-۳-۳-۲- خرابی برشی ستونها

شکل برش ترد می‌باشد و موجب زوال سریع مقاومت می گردد. به همین جهت باید از وقوع تغییر شکل غیر الاستیک برشی در پاسخ شکل پذیر جلوگیری نمود. ستونهای کوتاه به علت نسبت برش به خمش بالا و فرضیات محافظه کارانه در طراحی خمشی، مستعد شکست ترد برشی هستند، در روشهای سنتی طرح ستونها، ضریب اطمینان خمشی بیش از برش می‌باشد. به همین جهت مقاومت واقعی خمشی نسبت به مقاومت واقعی برش بیشتر است که این امر باعث ایجاد شکست برشی می گردد و مقاومت برشی در محل مفاصل پلاستیک کاهش می‌یابد. این نکته حتماً باید در طراحی ستون برای برش مد نظر قرار گیرد. [۱۱]

۳-۳-۴- خرابی تیر کلاهک

علل اصلی خرابی تیر کلاهک در زلزله های گذشته موارد زیر بوده است:

الف) کم بودن ظرفیت برشی خصوصاً در محلهایی که نیروهای برشی ناشی از وزن با نیروهای زلزله جمع می‌شود .

ب) قطع زود هنگام آرماتور ممان منفی یا عدم کفایت پیوستگی آرماتور [۱۱]

۳-۳-۵- خرابی اتصالات

انتقال نیرو بین اعضاء از طریق برش در اتصالات صورت می گیرد. برش در اتصالات ممکن است چندین برابر برش در اعضاء متصله باشد معمولاً در طراحی اتصالات به این مطلب توجه نمی‌شود که عامل اصلی خرابی اتصالات می باشد این خرابیها در پلهای دو عرشه ای بسیار شایع است . در پلهای با دهانه ساده معمولاً انهدام برشی در جهت عرضی، انهدام پیچهای مهارتکیه گاه به روسازه یا زیر سازه و انهدام لبه نشیمن گاه در جهت طولی علت اصلی خرابیها می‌باشد. [۱۰]

۳-۳-۶- خرابی پی ها

معمولاً خرابی پی ها در زلزله بسیار کم اتفاق می افتد. علت این امر می تواند موارد زیر باشد:

الف) به علت خرابی ستون در اثر برش یا خمش ، نیروهای پی به حد خرابی نمی رسد.

ب) چرخش یک پی میتواند از زیاد شدن نیروهای زلزله در پی های مجاور ممانعت نماید.

ج) پی معمولاً زیر زمین قرار دارند و خرابیهای آنها به چشم نمی‌آیند.

خرابی پی ها به علل عدم کفایت مقاومت برشی یا خمشی ، مقاومت کم اتصال دقیقاًدر زیر ستون، همپوشانی کم میلگردها و اتصال ناکافی بین شمع های کشش و پی رخ می دهد. [۱۱]

۳-۴- تاریخچه آسیب های وارده به پلها و رده بندی آنها

۳-۴-۱- تغییر مکانهای لرزه ای

در طرح پلهای قدیمی طولهای نشیمن محاسبه شده در درزهای انبساطی به طور غیر واقعی کوتاه می باشند. کوبیده شدن قسمتهای مختلف پل به یکدیگر و دیگر سازه ها در اثر تغییر مکانهای لرزه‌ای ، به علت فاصله کم در نظر گرفته شده امری اجتناب ناپذیر است. این نقص ها به صورت زیر تقسیم بندی می‌شوند:

۳-۴-۱-۱- افتادن و شکست عرشه ها به سبب از دست رفتن سطح اتکا

نمونه هایی از این رویداد (در درزهای انبساط مهار نشده) در زلزله های گذشته به وفور یافت می شوند این از دست رفتن سطح اتکا به سبب افزایش تغییر مکانهای نسبی میان قابهای مجاور می‌باشد که در دهانه های مورب در نتیجه مایل بودن عرشه نسبت به محور تکیه گاه سریع تر اتفاق می افتد این رفتار ناشی از ترکیب پاسخ های عرضی و طولی می‌باشد که در این موارد، حرکات باعث درگیر شدن عرشه ها در زوایای منفرجه می‌گردند. زمین لرزه های گذشته نشان داده اند که ضوابط آئین نامه های طرح لرزه ای پلها برای تامین طول نشیمن گاه پلهای چند دهانه با تکیه گاه ساده کافی نبوده است و در زلزله های شدید افتادگی عرشه از روی تکیه گاه دور از انتظار نیست. در زمین لرزه کوبه ژاپن، تغییر مکان جانبی دهانه هایی از پلها که از روی تکیه گاه هایشان فرو افتاده اند غالباً بسیار زیاد بوده است، به طوری که در مواردی در شاهتیرهای فولادی به صورت موضعی خمیدگی های جانبی بزرگی ایجاد شده بود و حتی باعث گسیختگی دیافراگمهای انتهایی شده بود.

به طور کلی درزهای انبساط در پلهای چند دهانه با تکیه گاههای ساده می توانند منجر به ایجاد یک بی نظمی در سازه گردند که ممکن است منجر به فرو افتادگی دهانه از روی تکیه گاه گردد. همانطور که می دانیم این درزها عموماً به منظور کاهش تنشهای مربوط به تغییرات درجه حرارت که با گذشت عمر پل ایجاد می شود و می تواند منجر به تغییرات حجمی عرشه گردد تعبیه می‌گردند. چنین درزهایی می توانند در مفاصل میانی دهانه ها یا تکیه گاهها تعبیه گردند.

زمین لرزه یا تغییر شکل های دائمی یا گذرای زمین ناشی از زلزله می تواند منجر به حرکات روسازه و در نهایت در صورت عدم کفایت شرایط تکیه گاهی منجر به فرو افتادن عرشه گردد.

در مورد پلهای خمیده یا قوس در پلان از آن جهت که این پلها می توانند مانند پلهای مورب پاسخ لرزه ای نامتقارن داشته باشند، در بارگذاری در یک جهت، یک مفصل داخلی دهانه تمایل به بسته شدن دارد در حالی که برای بارگذاری در جهت دیگر مفصل باز می شود لذا این پلها نیز در خصوص افتادگی عرشه ضوابط ویژه خود را در طرح و اجرا می طلبد . [۳]

۳-۴-۱-۲- تشدید تغییر مکانها به سبب تاثیرات خاک در ساختگاه

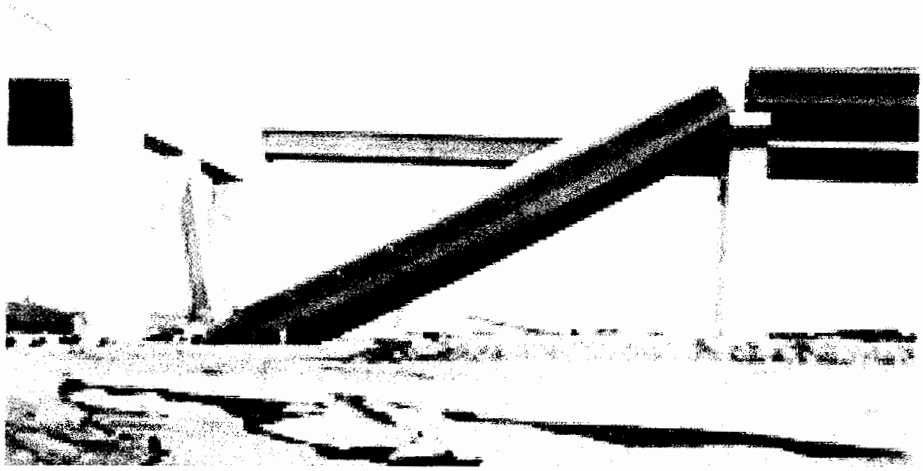
عملکرد پل در طی فرایند زلزله با نزدیکی پل به گسل و شرایط ساختگاهی ارتباط مستقیم دارد. هر کدام از این عوامل روی شدت زمین لرزه و تغییر شکل های زمین تاثیر می گذارند اثر شرایط ساختگاهی روی پاسخ پلها در زمین لرزه Lama prita (۱۹۸۹) در ایالات متحده به وضوح روشن شد با صرف نظر کردن از برخی استثناها، مهمترین خرابی ایجاد شده در این زلزله در اطراف محیط یا درون خلیجsan Francisco بود که نسبتاً عمیق بوده، نهشته های رسوبی خاک نرم، حرکات زمین بستر سنگی راتشدید نمود[۳].

در زلزله chi-chi(۱۹۹۹) تایوان به قدرت ۷/۶ ریشتر پل ۱۳ دهانه Bei- Fong با عرشه دال و تیر که در ۱۹۹۱ ساخته شده بود به علت عبور گسل از محل ساختگاه دچار آسیب فراوان گردید گسل با زاویه ۴۲ درجه از محور طولی پل عبور می کرد و به هنگام زلزله موجب شد که سه دهانه از پل دچار آسیب دیدگی گردد. می توان گفت که خاکهای نرم پاسخ ارتعاشی سازه را تشدید کرده ، در پلهای چند دهانه با تکیه گاه های ساده احتمال از دست رفتن نشیمن را افزایش می دهند این مساله خصوصاًدر مورد قابهای واقع شده بر شمع های قرار گرفته در سیلتهای ماسه ای اشباع بغرنج تر است. [۲]

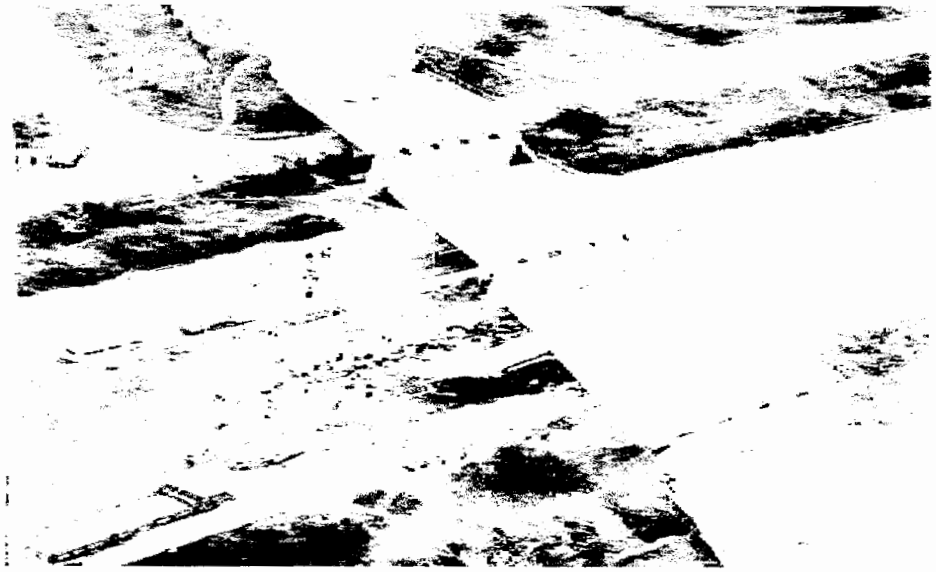
این مطلب از آنجا حائز اهمیت است که بسیاری از پلها و دیوارهای حائل جاده های بلند تر از سطح آب روی نهشته‌های خاک نرم قرار دارند.

در طی زمین لرزه Hyogoken – Nanbu (۱۹۹۵) خرابی عمده و فروریزشهای ایجاد شده در جاده های بالاتر از آب رخداد که در نزدیکی یا درون خلیج Osaka قرار داشتند در این زلزله شرایط ساختگاهی به طور عمده در میزان شکست ها و فروریزشها مشارکت کردند. مثلاً بسیاری از

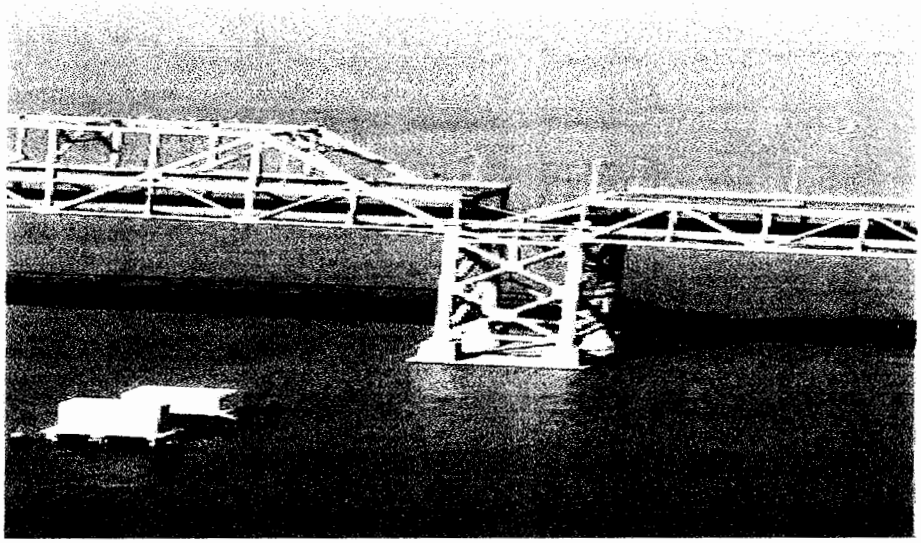
پلها روی سکوهای ماسه‌ای- شنی (نهشته های رسوبی) قرار داشتند که این نهشته ها بالای نهشته‌های ماسه‌ای- شنی- لجنی در اعماق کمتر از ۱۰۰ متر واقع شده بودند و این حالت شرایطی را ایجاد می کرد که موجب تشدید موضعی حرکات سنگ بستر می شود. مورد دیگر اینکه بسیاری از نقاط تحت تاثیر روانگرایی و انتشار جانبی قرار گرفتند، در نتیجه تغییر شکلهای دائمی در زیر سازه ها ایجاد گردید و در بعضی موارد رو سازه با فقدان تکیه گاه روبرو شد .



شکل ۳-۱- افتادگی یکی از عرشه های پل Nishinomiya-ko در کوبه به علت عدم کفایت نشیمن گاه



شکل ۳-۲- فرو افتادگی دهانه های پل ´Showa در زمین لرزه Niigata ژاپن



شکل ۳-۳- فرو افتادگی دهانه پل اوکلند سانفرانسیسکو در زمین لرزه Loma prieta

شکل ۳-۴- فرو ریزش تمامی ۱۷ قاب از پلFukae ژاپن در زمین لرزه Hyogoken-Nanbu به علت تشدید ناشی از نزدیکی به گسل و ایجاد تغییر شکلهای بزرگ

۳-۴-۱-۳- آسیب دیدگی دیافراگمهای عرضی

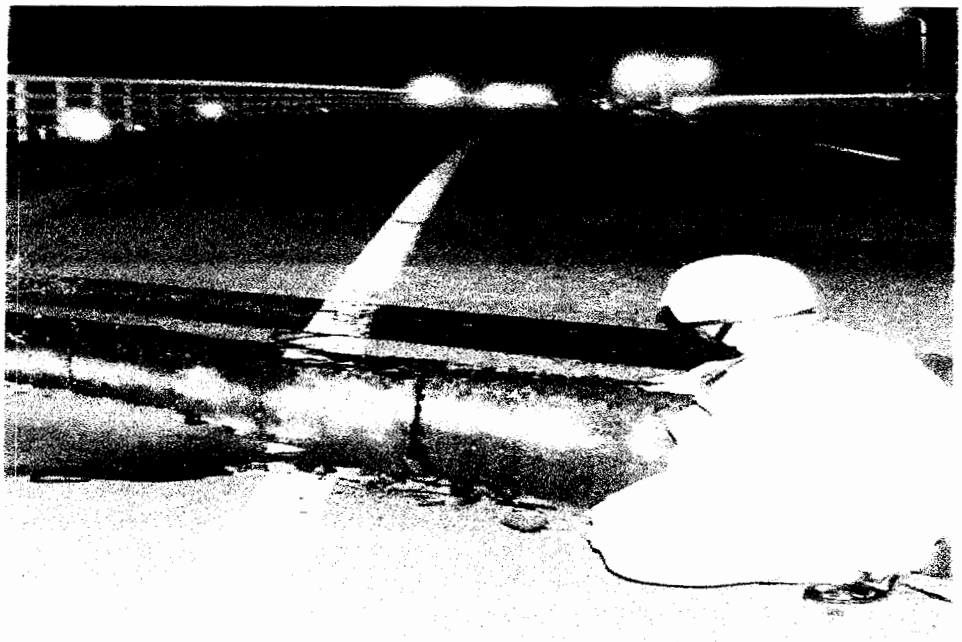
دیافراگمهای عرضی اعضایی هستند که به عنوان تکیه گاههای جانبی شاهتیرها در پلهای با سیستم دال و تیر به کار می‌روند به هنگام لرزشهای ناشی از زمین لرزه دیافراگمها به عنوان قید جانبی شاهتیرها احتمال ناپایداریهای جانبی را کاهش می دهند. دیافراگمها به فواصل معین در

طول دهانه نصب می شوند و از منظر آئین نامه های طرح لرزه ای پلها وجودشان به ویژه در نواحی تکیه گاهها الزامی است.

طبق تحقیقات انجام شده تاثیر دیافراگمهای عرضی انتهایی نسبت به دیافراگمهای میانی روی رفتار لرزه ای جانبی پلها به مراتب بیشتر است. [۲] این عناصر که در صورت داشتن طرح شکل پذیر به هنگام زلزله به عنوان فیوزهای سازه ای به کار می روند توانایی استهلاک انرژی لرزه ای فوق‌العاده‌ای دارند و همواره توصیه شده است تا در ارائه طرحهای مقاوم سازی از وجود این المانها مطمئن شد و در صورت لزوم اقدام به تعبیه یا تعویض آنها نمود.

۳-۴-۱-۴- کوبیده شدن قسمتهای سازه ای پل به یکدیگر

مساله کوبیده شدن قطعات سازه ای پلها در هنگام زلزله به علت تغییر مکانهای لرزه ای از پیش تعیین نشده روی می دهد حالت بحرانی زمانی اتفاق می افتد که سازه های مجاور ارتفاعات متفاوتی داشته باشند. نیروهای ضربه ناشی از کوبیده شدن می تواند نیروهای برشی را تشدید کرده، احتمال شکت ترد را افزایش دهد طی زمین لرزه های مختلف روسازه ها و زیر سازه های بسیاری از پلها به علت این مساله، آسیب جدید دیده اند. برخوردی که بین اجزای عرشه های مجاور در اثر زلزله به وقوع می‌پیوندد.علاوه بر آثار تخریبی موضعی که بر جا می‌گذارد، موجب می شود که تغییری بنیادین در پاسخ لرزه ای کل سیستم سازه ای ایجاد گردد. [۱۲]



شکل ۳-۵- ضربه زدن روسازه و کوله و آسیب وارده به کوله در کوبه ژاپن

۳-۴-۱-۵- مقید کننده های مفصل ها

یکی از عوامل جلوگیری کننده در افتادگی عرشه ها مقید کننده های مفاصل هستند حتی زمانی که آسیب وارده به پل قابل ملاحظه بوده است، مقید کننده ها توانسته اند از افتادگی دهانه ها جلوگیری کنند.

به عنوان یک نمونه جالب می توان به فرو افتادگی دهانه دسترسی پل Nishino miya در کوبه اشاره کرد. قسمت میانی سازه (قسمت قوسی) با جرم ۱۲۰۰۰ تن توسط ورقهای مقید کننده به دهانه دسترسی از نوع تیر ورقهای فولادی به جرم ۱۹۰۰ تن متصل بود خرابی از گسیختگی نشمین گاههای ثابت قسمت اصلی سازه (قسمت میانی) شروع شد، این خرابی موجب شد تا در کل سازه تغییر مکانهای بزرگی به وقوع بپیوندد و قسمت میانی، دهانه دسترسی را در راستای طولی هل دهد. در نتیجه نشیمن گاههای دهانه دسترسی نیز دچار شکست شدند و دهانه دسترسی مهم از تکیه گاهش جدا شد. ابزار مقید کننده هم به اندازه کافی برای جلوگیری از فرو افتادگی دهانه قوی نبودند . [۳]

۳-۴-۱-۶- آسیب دیدگی کلیدهای برشی

هنگام زمین لرزه کلیدهای برشی هم ممکن است دچار آسیب دیدگی شوند. کلیدهای برشی اجزایی هستند که تغییر مکانهای نسبی بین روسازه وکوله ها را معمولاً در جهت عرضی مقید می نمایند. کلیدهای برشی خارجی بیرون از مقطع عرضی روسازه واقع می‌شوند و کلیدهای برشی داخلی درون مقطع عرضی روسازه قرار می گیرند. از آن جهت که این اجزا کوتاه و ضخیم هستند، شکل پذیر ساختن آنها تقریباً غیر ممکن است و هنگام وقوع زمین لرزه در صورتی که از مقاومت آنها تجاوز شود به راحتی می‌شکنند.

در زلزله Northridge در ۱۹۹۴ کلیدهای برشی به مقدار فراوان دچار آسیب دیدگی شدند. چنین به نظر می رسد که شکست آنها با وقوع تغییر مکانهای عرضی کوچکی رخ داده، اتلاف انرژی کمی در آنها صورت می‌پذیرد آسیب وارده به کلیدهای برشی داخلی معمولاً با خرابی دیوار پیشین قفل و بست کننده آن همراه است. [۲]

۳-۴-۲- آسیب دیدگی پایه های کناری (کوله ها)

در زلزله Nigata(۱۹۶۴) بیشترین وسعت آسیب دیدگی پلها و به خصوص کوله ها، ناشی از پدیده ای بود که بعدها به روانگرایی خاک معروف شد. در طی این پدیده که تا آن زمان ناشناخته مانده بود، خاک به هنگام زلزله دچار حرکت جانبی می شد. از آنجا که این حرکت جانبی توام با نشست چشمگیر خاکهای رسی نرم بود، در ابتدا توجه محققین بیشتر به مساله نشست معطوف گردید و در خصوص حرکت جانبی لایه های خاک بحث زیادی صورت نگرفت.

در سال ۱۹۹۰ اولین بار گسترش جانبی خاک جدا از مساله روانگرایی به طور جدی مورد مطالعه قرار گرفت. ارزیابی بالقوه بودن مساله روانگرایی توسط آزمایش نفوذ استاندارد خاک ساختگاه (SPT) و براساس عمق لایه مورد بررسی در سال ۱۹۷۱ مطرح شد ، اما تا آن زمان نیز طراحی براساس لحاظ نمودن روانگرایی صورت نمی‌گرفت زیرا ماهیت پدیده هنوز به طور کامل شناخته شده نبود. در سال ۱۹۸۰ ارزیابی نسبتاً کاملی از پتانسیل روانگرایی، با استفاده از مقدار F_L (نسبت نیروی جانبی به مقاومت جانبی خاک) حاصل شد. [۱۲]

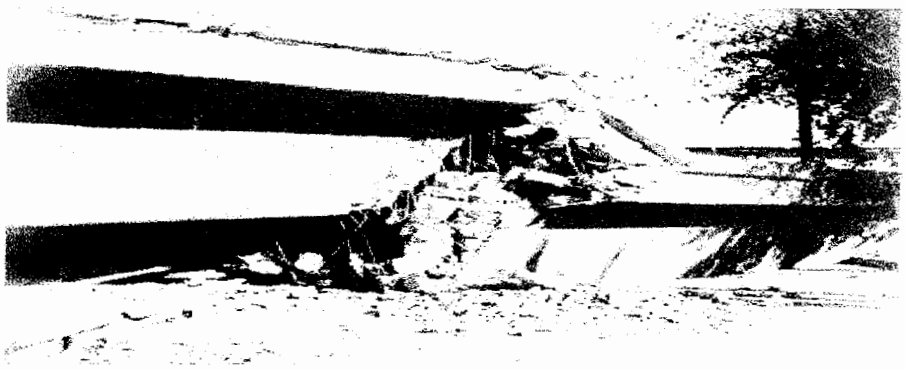
بسته به پاسخ خاکهای نرم و تحکیم یافته نبودن کامل خاکریز پایه کناری، فرو ریزش خاکریز کوله ها و چرخش کوله به طور گسترده ای در زمین لرزه های اخیر مشاهده شده است. به سبب افزایش پاسخ طولی فشار زمین بر پشت کوله های ناشی از شتابهای لرزه ای و همچنین ضربه های سازه پل به آنها و شکل گیری فشار مقاوم در خاکریزها که باعث تشدید پاسخ طولی زمین در پشت کوله ها می‌گردد، تماس میان بالای کوله ها و روسازه، تغییر مکانهای داخلی را در بالا محدود می کند و منجر به دوران کوله خواهد شد.

از آنجایی که نوع فوندانسیون کوله ها در پلها به مقدار زیادی از یک پل تا پل دیگر متفاوت است انواع شکست های وارده به کوله ها نیز در زلزله های گذشته فرق می‌کند از جمله این فوندانسیونها می توان به پی گسترده ، پی متکی بر شمع و شفت های حفاری شده، اشاره کرد. همچنین مشخصات خاک نیز در این مساله اهمیت دارد چنانچه خاک زیر و اطراف کوله طی زلزله روانگرا گردند این مساله بغرنج تر می شود در ضمن به علت اندرکنش بین دیوارهای پیشین و جناحی ، پی ها و شمع ها، رفتار کوله ها در زمین لرزه پیچیده تر می‌گردد.

یکی از روشهای حفاظت پل در برابر زمین لرزه این است که با کوله ها یا اجزای آن به عنوان المانهای قربانی شونده رفتار شود تا نیروهای لرزه ای وارد به کوله های با سختی زیاد کاهش یابند. در اغلب کوله ها حرکت طولی رو سازه مقید شده نیست زیرا میان محل تماس روسازه و دیوار پیشین کوله یک درز اجرایی وجود دارد. مهمترین آسیب پذیری چنین کوله هایی افتادگی دهانه از روی کوله است که این افتادگی زمانی روی می دهد که تغییر مکانهای نسبی بزرگی بین روسازه و نشیمن گاه عرشه به وجود آید. افتادگی ناشی از شکست کوله که اغلب به تغییر مکان یا دوران کوله مربوط است معمولاً از روانگرایی ناشی می شود. [۵]

در کوله های از نوع نشیمن به خاطر ضربه زدن دیوارهای پیشین به روسازه آسیب دیدگی کوله مشاهده شده است. در کوله های یکپارچه، روسازه و کوله به طور یکپارچه قالب بندی می‌شود. مزیت این پیکره بندی آن است که احتمال افتادگی عرشه کاهش می یابد، اما باید توجه داشت که هنگامی که روسازه در جهت طولی تغییر مکان می دهد و از کوله دور می شود، کوله ممکن است آسیب ببیند. همچنین بسته به هندسه و جزئیات اجرایی کوله ، دیوار جناحی ممکن است به عنوان یک کلید برشی خارجی به کار گرفته شود که در چنین مواردی، دیوار جناحی مانند آنچه که در مورد کلیدهای برشی خارجی گفته شده ممکن است دچار شکستگی گردد. [۳]

کوله ها به خاطر داشتن سختی جانبی بالا، بزرگترین سهم از نیروهای اینرسی زلزله را که در روسازه ایجاد می شوند، جذب می کنند. این نیروها ممکن است آن قدر بزرگ باشند که منجر به ایجاد شکستهایی شوند که اغلب ترد هستند. اندر کنش کوله با خاکریز نیز ممکن است منجر به شکست دیوارهای جناحی کوله شود. نشست خاکریز ناشی از فشرده شدگی خاک نیز در اغلب شکستها مشاهده می شود. [۸]

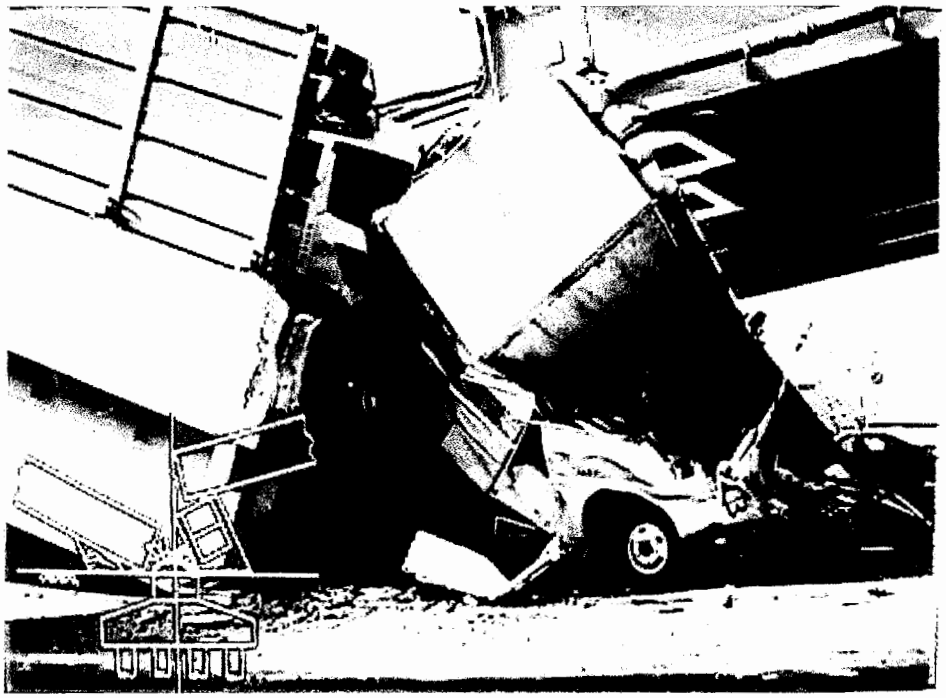


شکل ۳-۶- آسیب وارده به کوله یکی از پلهای بزرگراهی در زمین لرزه Northridge

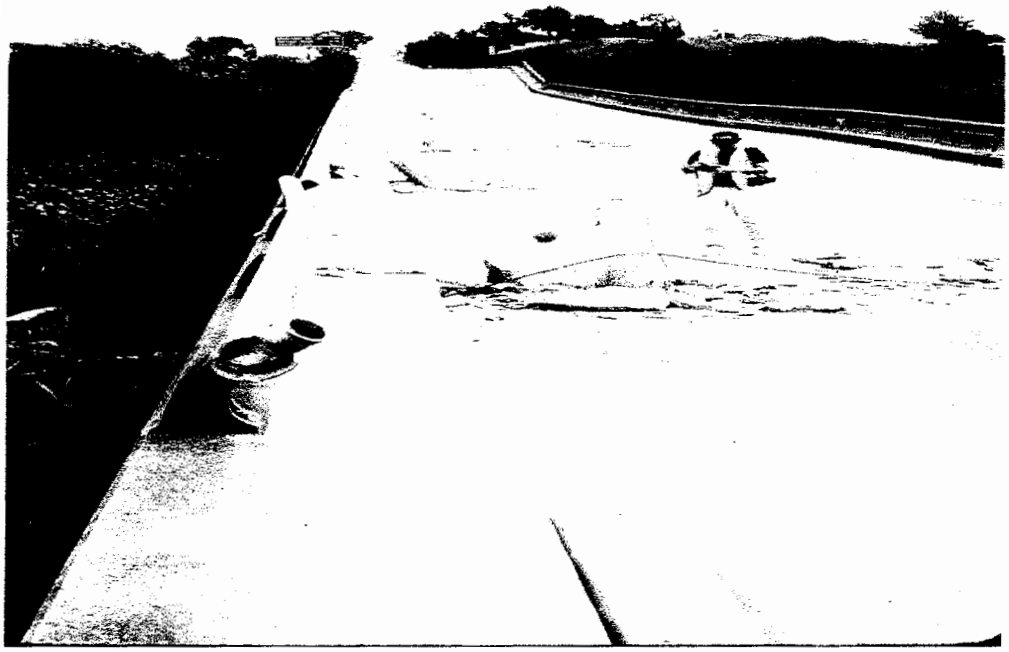
۳-۴-۳- آسیب های وارده به روسازه ها

روسازه ها طوری طرح می‌گردند که بارهای ثقلی بهره برداری را به صورت ارتجاعی منتقل نمایند و همچنین در مقابله با زلزله به صورت یک رابط قوی در سیستم مقاوم در برابر زلزله عمل کنند در نتیجه تمایل بر این است که روسازه ها در طی رخداد زمین لرزه ضرورتاً ارتجاعی باقی بمانند. بنابراین بعید به نظر می سد که خرابی روسازه علت اصلی فروافتادگی یک دهانه باشد. در عوض، خرابی ها عموماًدر نشیمن گاهها و زیر سازه ها متمرکز می‌گردند. روسازه ها روی زیر سری های الاستومری، تکیه گاههای مفصلی یا نشیمن گاههای غلتکی قرار می‌گیرند یا اینکه ممکن است با زیر سازه به صورت یکپارچه اجرا شوند. زمانی که نشیمن گاهها و زیر سازه ها آسیب می بینند و در برخی موارد فرو می‌ریزند، محدوده وسیعی از خرابی و شکست روسازه ها ممکن است روی دهد. ولی اغلب این شکست ها ثانویه بوده، به عبارت دیگر این شکست ها از شکست های سایر اجزای پل نتیجه می‌گردند. به جز فرو افتادن یا واژگون شدن روسازه ها، معمول ترین خرابی وارده به روسازه‌ها، از ضربه قطعات مجاور در مفاصل انبساطی ناشی می‌گردد. پس از وقوع زمین لرزه Sanfernando (۱۹۷۱) اداره راههای ایالتی کالیفرنیا برنامه مقاوم سازی پلهای ایالت مزبور را شروع کرد. اولین مرحله این برنامه شامل نصب قیدهای مفصل و درز، جهت جلوگیری از جدا شدگی درزهای عرشه بود. این قیدها شامل قید کابلی و قید لوله ای بودند قید کابلی جهت مقید نمودن حرکت نسبی عرشه ها در راستای طولی و قید لوله ای جهت مقید نمودن حرکت عرضی تعبیه می‌گردید. روسازه های فولادی معمولاً از اجزای قاب بندی شده سبکتری به ویژه برای مهاربندی عرضی نسبت به روسازه های بتنی تشکیل می‌گردند مشخص شده است که این اجزا به خرابی ناشی از بارگذاری عرضی مستعد هستند به خصوص اگر نشمین گاهها آسیب دیده باشند. [۳]

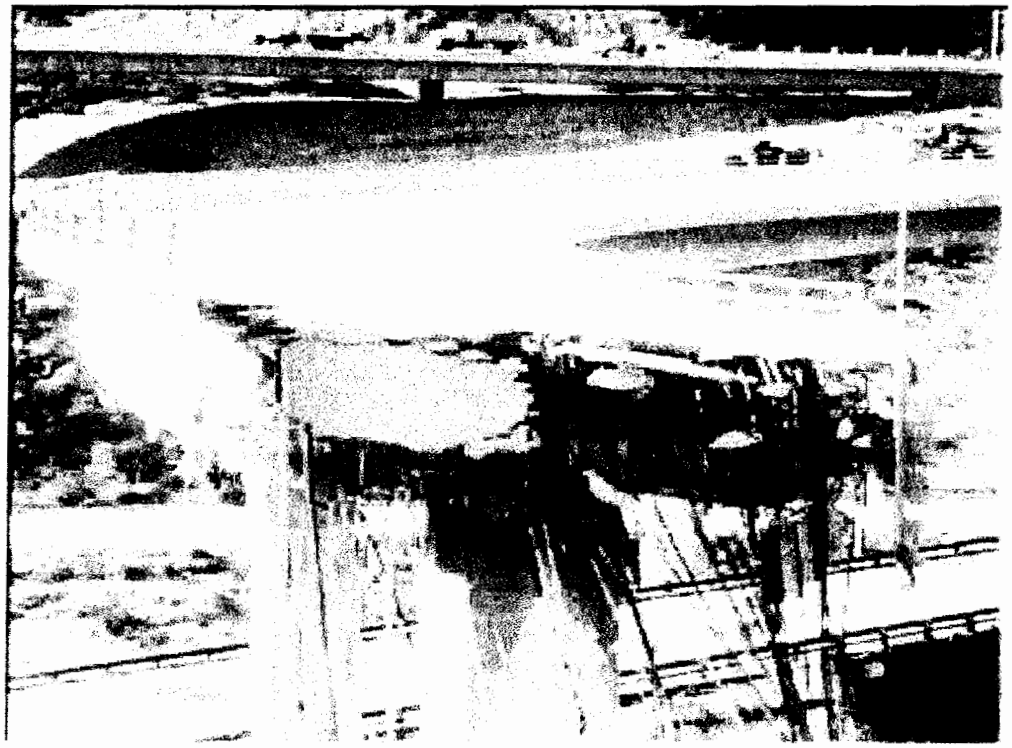
از دست رفتن تکیه گاه شاهتیرها اغلب شدیدترین آسیب وارده به روسازه ها در زلزله های گذشته به شمار می‌رود و علت آن را می توان ضعف پیوستگی در روسازه، طول ناکافی تکیه گاه شاهتیرها، وجود تکیه گاههای مورب که موجب دوران روسازه حول یک محور قائم می‌شوند یا حرکات بیش از حد در تکیه گاههای روسازه ناشی از گسیختگی خاک زیر پایه ها یا کوله ها دانست. [۸]



شکل ۳-۷- آسیب وارده به روسازه ، به عنوان آسیب ثانویه در زلزله کوبه



شکل ۳-۸- برش سوراخ کننده ستونها در زلزله Loma prieta ، منجر به آسیب دیدگی روسازه شده است



شکل ۳-۹- فرو افتادگی دهانه و جاری شدن میلگردها به علت عدم کفایت تکیه گاه در زلزله Northridge

۳-۴-۴- آسیب دیدگی نشیمن گاهها

در بسیاری از نقاط دنیا ساخت پلها با استفاده از روسازه های فولادی متکی بر نشیمن گاههایی که خود به زیر سازه اتکا دارند متداول است. در این پلها عموماً نشیمن گاهها شامل اجزای فولادی هستند که جهت تامین قید در یک یا چند راستا و در برخی موارد جهت آزاد گذاشتن حرکت در یک یا چند جهت طرح می گردند. شکست این نشمین گاهها در یک زمین لرزه می تواند منجر به باز توزیع نیروهای داخلی گردد که ممکن است بار اضافی را به زیر سازه ، روسازه یا هر دو تحمیل کند. همچنین هنگام از بین رفتن تکیه گاه نشیمن، امکان فرو افتادن هم وجود خواهد داشت. [۳]

در زمین لرزه Hyogoken- nanbu ژاپن به دفعات مشاهده شد که تکیه گاهها دومین عنصر سازه ای بودند که پس از خرابی های بزرگ زیر سازه آسیب می دیدند. ولی در مواردی مشاهده شد که با وجود آنکه زیر سازه سالم مانده بود تکیه گاهها تخریب شده بودند. تکیه گاههای غلتکی که طراحی آنها مقاومت محدودی در برابر نیروهای جانبی ناشی از زلزله را فراهم کرده بود، آسیب پذیری زیادی از خود نشان دادند. همچنین در این زلزله تکیه گاههای ثابت متعددی در دهانه

های انتهایی پلها، آسیب دیدند. در بسیاری از موارد، اتصال تکیه گاه پایه بتنی قوی تر از اتصال روسازه فولادی به تکیه گاه بود، در نتیجه پیچ های اتصال شاهتیرها به تکیه گاه کنده شده بودند و شاهتیرها از روی نشیمن گاهها لغزیده بودند. در مواردی نیز شکست اتصال تکیه گاه در بتن اتفاق افتاده بود. بالاخره اینکه در مواردی شکست متوقف کننده ها که وظیفه شان جلوگیری از تغییر مکان بیش از حد و فرو افتادگی عرشه در محل تکیه گاه متحرک، است مشاهده شد. [۷]

طبق تحلیل انجام گرفته نتایج پاسخ دینامیکی یک پایه تک ستون پل Hanshin که دارای یک تیر خیلی عریض است نشان می دهد که شتاب قائم ایجاد شده در بالای تیر به همان میزان شتاب افقی بالای ستون است که ناشی از حرکت جسم صلب انتقال یافته قائم به حرکت افقی است. طبق این تحلیل مشخص شد که پاسخ پیچیده است و یا اینکه سختی شاهتیرها جهت کاهش حرکت قائم تیر در نوک آن مانند میراگرهای سازه ای می توانند مشاکرت نمایند. شتابهای قائم بزرگی در لبه بیرونی تیر ایجاد می گردد. [۲]

۳-۴-۵- بررسی رفتار لرزه ای پایه های پل

۳-۴-۵-۱- کلیات

به طور کلی می توان دو نوع شکست را برای پایه های پلها متصور شد:

۳-۴-۵-۱-۱- شکست های شکل پذیر

تا قبل از سال ۱۹۷۱ طراحان از احتیاج پایه های پلها به شکل پذیری با پتانسیل مفاصل خمیری ناآگاه بودند و تنها مقاومت کافی را عامل پایداری در برابر زمین لرزه می‌پنداشتند چهار ضعف عمده در پلهای طرح شده با این تصور عبارتند از :

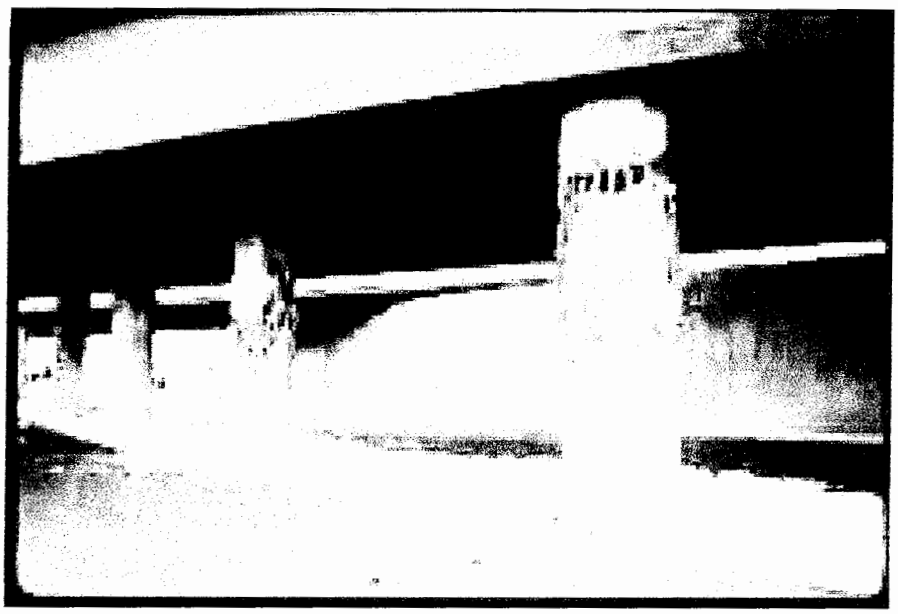
الف) مقاومت خمشی ناکافی : طرح الاستیک براساس یک اندرکنش خطی میان خمش و بار محوی از ۴۵ درصد مقاومت خمشی تحت خمش خالص به ۳۰ درصد مقاومت فشاری برای فشار خالص قرار داشت به طوری که این فرضیات موجب ایجاد کاهش در ظرفیت لنگرها در برابر افزایش فشار می شوند. در صورتی که در ترازهای متداول امروزه، با افزایش فشار محوری، ظرفیت لنگر افزایش می‌یابد.

ب) مقاومت خمشی غیر قابل اعتماد ستون : این ضعف به سبب ضعف در وصله های پوششی که حدود ۲۰ برابر قطر میلگرد در نظر گرفته می‌شدند وجوش لب به لب آرماتورهای اصلی روی می دهد.

ج) شکل پذیری خمشی ناکافی : کمبود آرماتورهای عرضی و فواصل زیاد این آرماتورها از هم، باعث کاهش شکل پذیری خمشی پایه ها می گردد. در ستونهای پل بزرگراه Hanshin در شهر کوبه طی زلزله Hyogoken – Nanbu(۱۹۹۵) قطع زود هنگام ۱/۳ آرماتور های طولی در ۲۰٪ ارتفاع ستون و کمبود محصور شدگی بتن پایه موجب فرو ریزش پل گردید. [۵]

۳-۴-۵-۱-۲- شکست های برشی

اگر سازکار خرپایی مقاومت برشی ستون از دست برود، عرض ترک های برشی- خمشی به سرعت افزایش یافته، مقاومت برشی حاصل از ساز و کار قفل و بست بین دانه ای کاهش می یابد. در نتیجه شکست ترد خواهیم داشت. روند کلی به این صورت است که ابتدا چند تنگ عرضی شکسته می‌شوند . سپس عرض ترک های برشی افزایش می یابد و پس از زلزله مقاومت برشی به طور کامل از بین می رود. ممکن است آرماتورهای طولی کمانه کنند که در نتیجه ممکن است ستون دچار کوتاه شدگی محوری طولی شده ، ویرانی رخ دهد. [۵]



شکل ۳-۱۰- شکست ستونهای پل در زلزله San Fernando ، به علت ضعف مقاومت برشی پل

۳-۴-۵-۲- پایه های بتن مسلح

بر خلاف طرح ساختمان ها، روش فعلی طراحی پلها متناسب کردن اعضای یک قاب است. به طوری که ظرفیت باربری جانبی آن توسط مقاومت خمشی ستونهای آن محدود گردد. برای اینکه این هدف موفقیت آمیز باشد، لازم است اجزای متصل کننده(یعنی شالوده ها، اتصالات و تیرهای عرضی) به اندازه کافی در برابر نیروی تسلیم کننده ستونها قوی باشند و همچنین لازم است که ستونها به اندازه کافی شکل پذیر یا پر طاقت باشند تا تغییر شکلهای تحمیلی ناشی از زلزله را تحمل کنند. حتی در پلهای قدیمی تر که روش طراحی «ستون ضعیف» صریحاً پذیرفته نشده است همواره تمایل بر این بوده است که ستونها نسبت به مجموعه تیر- دیافراگم- دال که آنها را به هم مرتبط می کنند ضعیف تر باشند. در نتیجه ستونها در زمین لرزه های شدید در معرض تغییر مکانهای غیر ارتجاعی بزرگی واقع می شوند. شکست یک ستون می تواند منجر به از دست رفتن ظرفیت باربری قائم پل گردد و این شکست اغلب به عنوان شکست اولیه پل محسوب می شود. اغلب آسیبهای وارد آمده به ستونها را می توان به جزئیات ناکافی آنها نسبت داد که این عدم کفایت، قابلیت تغییر شکل پذیری غیر ارتجاعی ستون را محدود می کند. در پایه های بتن مسلح پلها، عدم رعایت جزئیات کافی می تواند منجر به شکست های خمشی، برشی، وصله یا مهاری یا شکستی مرکب از چندین مکانیسم فوق گردد. [۳]

به طور ایده آل، یک ستون بتن آرمه باید طوری طرح گردد که مقاومت جانبی آن توسط خمش کنترل شود، اما حتی اگر اغلب نیروهای غیر ارتجاعی وارده خمشی باشند، ممکن است ستون تا آن حد سخت نباشد که تغییر شکل های خمشی وارده را بدون ایجاد شکست تحمل نماید. چنین شکست هایی به خصوص در پلهای قدیمی معمول است. در پلهای طرح شده قبل از سال ۱۹۷۱ در ایالات متحده آرماتورهای عرضی ستونهای بتنی مسلح شامل دورپیچ های به قطر φ=۱۲ mm یا تنگ هایی به فواصل ۳۰۵ میلی متر بود. علاوه بر این دوانتهای آرماتورهای عرضی به ندرت به هسته ستون مهار می شد. این مقدار آرماتور و این نوع آرایش میلگردهای تسلیح کننده محصور شدگی کمی را برای بتن خصوصاً در ستونهای بزرگ تامین می کند این کمبود و ضعف در محصور شدن بتن، در ستونهای بتن آرمه موجب ضعف و شکست خمشی آنها طی بارهای چرخه‌ای ناشی از زلزله می شود.

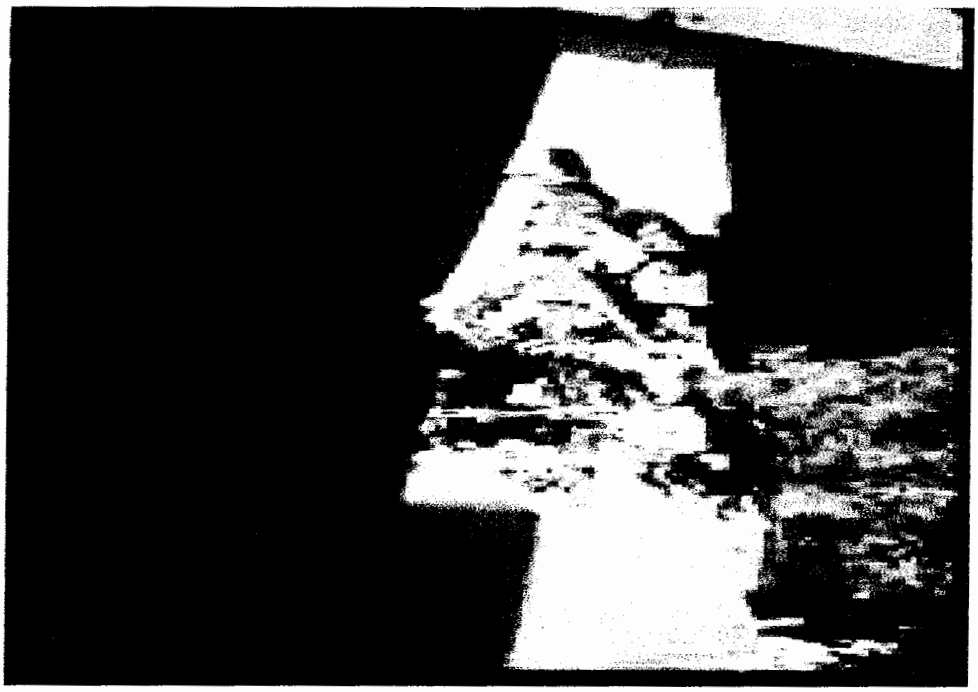
یکی از ضعف های مشاهده شده در ستونهای پلهای ساخته شده در kobe ، قطع شدن برخی از آرماتورهای طولی در ارتفاع ستون است. در نتیجه این قطع شدگی ، طول ایجاد شده آرماتورهای قطع شده ناکافی بوده، ممکن است موجب شکست شکافتی در میلگردهای قطع شده یا ضعف خمشی و برشی در نزدیکی محل قطع شدگی شود از جمله شکست های اتفاق افتاده در پایه های بتن آرمه پلها شکست برشی است. چنین شکست هایی در تغییر مکانهای سازه ای نستباًکوچک در نقطه ای که آرماتورهای طولی هنوز تسلیم نشده اند می تواند به وقوع بپیوندد. از آنجایی که مقاومت برشی با چرخه های بارگذاری غیر ارتجاعی به تدریج کاهش می‌یابد، شکست برشی می تواند پس از وقوع تسلیم خمشی روی دهد. شکل عمومی شکست برشی به صورت ایجاد ترک قطری با شیب تند (نزدیک به ۴۵ درجه) و ترکیدن هسته به قطعات مجزای بتن می باشد. طی چندین چرخه بارگذاری در ترکیب با بارهای قائم، ممکن است مقاومت برشی ستون حتی به اندازه ظرفیت کامل باربری اش کاهش پیدا کند. در آیین نامه های جدید استقرار آرماتورهای عرضی به میزان مناسب و با فواصل کم ، جهت جلوگیری از وقوع چنین آسیبی لازم دانسته شده است. [۳]

شکست های برشی همچنین ممکن است در ستونهای بتن آرمه توسط اندرکنش بین اعضای غیر سازه ای ایجاد شود. این اعضا می توانند فاصله بین مکانهای تسلیم شدگی خمشی را کاهش دهند و بنابراین میزان تقاضای برشی ستون افزایش خواهد یافت.

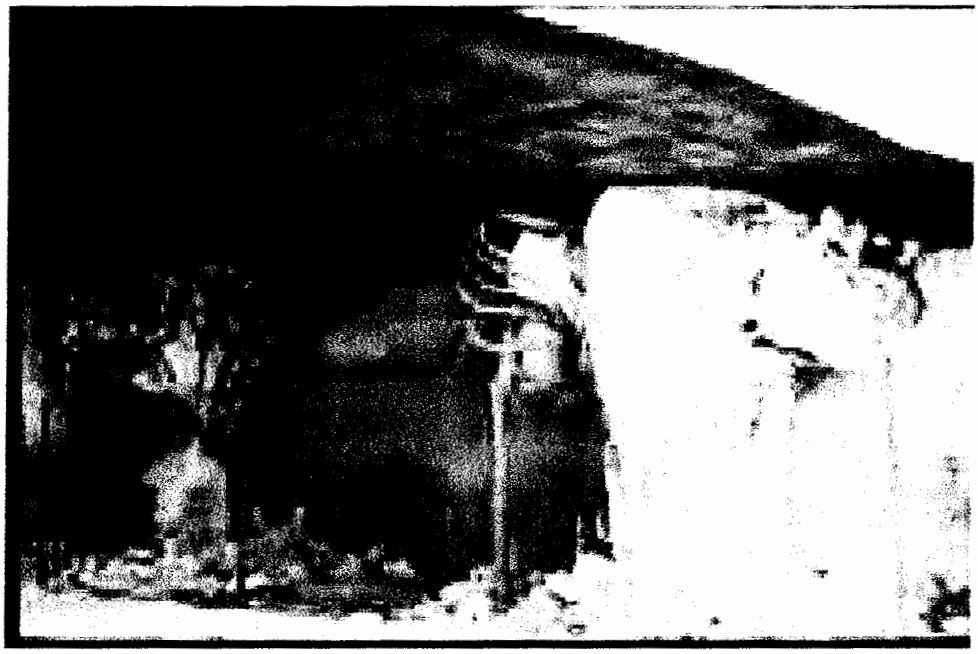
وصله های پوششی آرماتورهای طولی در پایه های بتن آرمه قدیمی ممکن است آسیب پذیر تلقی گردند، زیرا در این پایه ها نوعاً وصله ها کوتاه بوده، به اندازه ۲۰ تا ۳۰ برابر قطر میلگرد های طولی، به عنوان وصله ها به کار می رفت و معمولاً محصور شدگی کمی برای بتن ایجاد می گردید و وصله‌ها در مناطقی با تقاضای خمشی زیاد قرار می‌گرفتند. به ویژه اینکه برای سهولت در اجرا، وصله‌ها معمولاً به طور مستقیم بالای فوندانسیون ها قرار داده می‌شدند با چنین جزئیاتی ممکن است وصله ها قادر نباشند تا ظرفیت خمشی ستون را به مقدار کافی تامین کنند و لذا در برابر شکست آسیب پذیرتر خواهند بود. با این حال در خصوص شکست وصله های پوششی در پای ستون پلها، مدارک کمی در دست است.

زمانی که مهار آرماتورهای طولی در ستونهای بتنی به طرز صحیح صورت نگیرد امکان شکستگی آنها در زلزله زیادتر است. چنین شکست هایی هم در بالای ستون، در نقطه تماس با تیر سر ستون، و هم در پائین ستون، در اتصال با فوندانسیون، می توان روی دهد، شکست مهاری فونداسیون در قابهای تک ستون نسبت به قابهای چند ستونی بیشتر رخ می دهد، زیرا مقاومت جانبی قابهای تک ستون تنها به ستونی که مقاومت خمشی را در پای خود ایجاد می کند بستگی دارد. [۳]

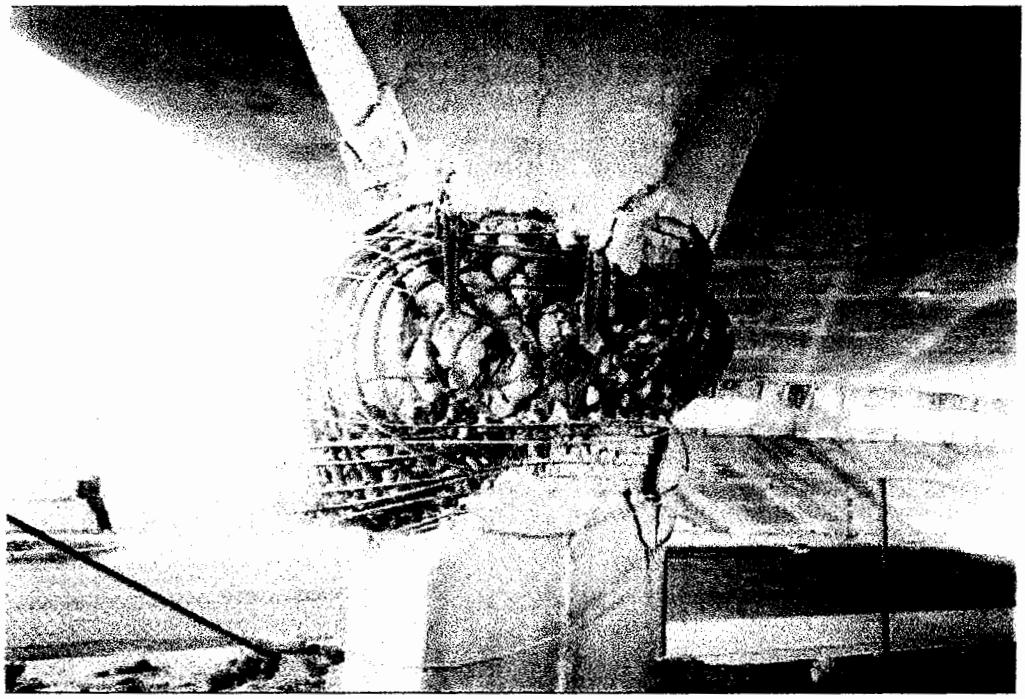
تا قبل از وقوع زمین لرزه کوبه، بسیاری از مهندسین تصور می‌کردند پلهای فولادی به دلیل جرم کمتر روسازه حتی اگر زیر سازه های آنها غیر شکل پذیر باشند در مقایسه با پلهای با روسازه های بتنی مسلح، در برابر زلزله ایمن هستند. این گزارش خوش بینانه طی زلزله کوچک با وقوع شکست و فروریختگی در تعداد زیادی از پایه های بتن مسلح که روسازه ای فولادی بر رویشان قرار داشت نادرستی خود را نشان داد . [۷]



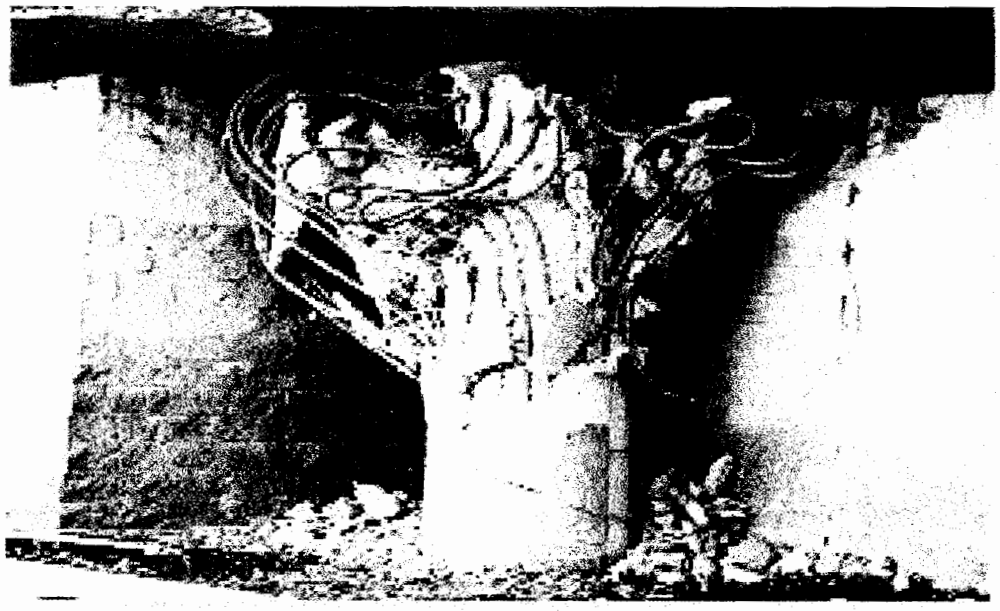
شکل ۳-۱۱- خرد شدن پوشش بتنی پایه پل در زلزله Northridge به علت ضعف خاموتها و عدم توانایی در ایجاد محصور شدگی بتن



شکل ۳-۱۲- فواصل زیاد آرماتورهای برشی و عدم کفایت در محصور شدگی بتن موجب کمانش آرماتورهای طولی شده است (زلزله Northridge)



شکل ۳-۱۳- شکست یکی از ستونهای پل Misson-Gothic در زلزله Northridge



شکل ۳-۱۴- آسیب یکی از ستونهای پل Bull Creek در زلزله Northridge به علت تجاوز نیروی محوری ستون از ظرفیت و کمبود شکل پذیری

۳-۴-۶- شکست شاهتیرها و تیرهای سر ستون

در گذشته تیرها نسبت به ستونها در طرح لرزه ای و ارزیابی لرزه ای کمتر مورد توجه قرار گرفته اند در بسیاری از پلهای ساخته شده ، تیرهای عرضی به علت مقتضیات بارهای ثقلی و عملکرد ترکیبی با روسازه از ستونها قوی ترند. همچنین در بسیاری از پلها، عواقب شکست تیرها نسبت به شکست ستونها از شدت کمتری برخوردار است. اما در پلهای با پیش آمدگی، تیرها می توانند اجزای بحرانی قاب تلقی شوند و می توانند در معرض بارگذاری هایی قرار گیرند که منجر به شکست گردد. [۳]

در مورد تیرهای سرستون نیز پس از وقوع زمین لرزه Loma prieta (۱۹۸۹) سه نقص کلی مشخص گردید :

الف) ظرفیت برشی ناکافی، جایی که برشهای ثقلی و لرزه ای به هم اضافه می‌شود.

ب) قطع زود هنگام آرماتورهای منفی

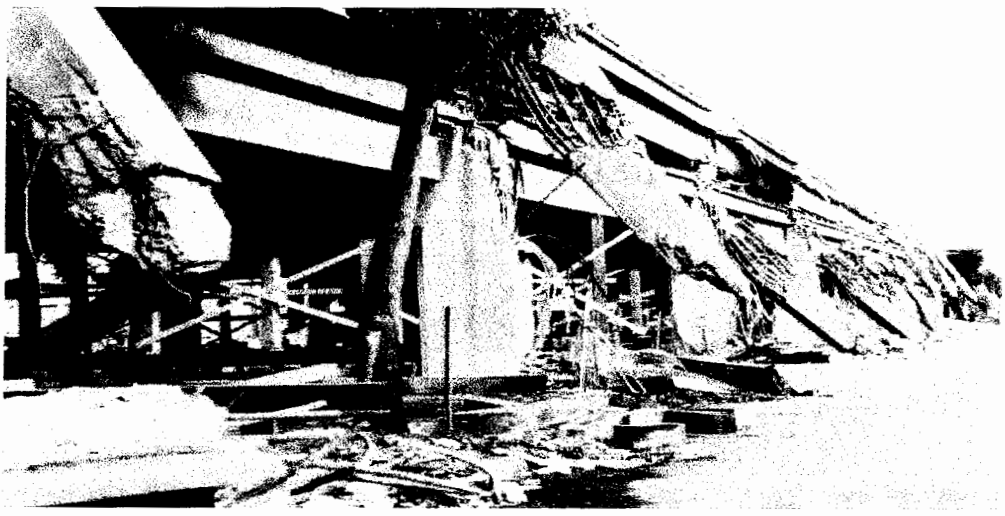
ج) مهار ناکافی آرماتورهای تیر سرستون به نواحی انتهایی توسعه لنگرهای منفی، در ناحیه قطع زود هنگام آرماتورهای منفی باعث شکل گیری ترکهای خمشی و سپس ترکهای خمشی- برشی شده ، در صورت کمبود آرماتورهای برشی برای کنترل ترکها افزایش می‌یابد و می تواند منجر به ویرانی قاب گردد. [۴]

۳-۴-۷- شکست اتصالات

اتصالات نیز مانند تیرها در گذشته در طرح لرزه ای کمتر مورد توجه قرار گرفته اند و به طور مشابه هنگامی که بیرون از روسازه قرار می‌گیرند در معرض نیروهای بحرانی خواهند بود. گرچه شکست اتصالات در زمین لرزه های گذشته به کرات رخ داده است توجه خاصی به طرح لرزه ای آنها نشده بود، تا اینکه در زمین لرزه Loma prieta (۱۹۸۹) چند شکست قابل توجه مربوط به اتصالات اتفاق افتاد. از جمله این اتفاقات می توان به تخریب فاجعه انگیز پل Cypress در این زلزله اشاره کرد.

در این پل شکست یک پداستال بتنی درست بالای اتصال طبقه اول موجب فرو ریزش عرشه فوقانی روی طبقه تحتانی گردید و تحت این فروریختگی ۴۲ نفر کشته شدند. این فروریختگی به وضوح نشان داد که هر زلزله به طور بالقوه قادر است مودی از خرابی را که قبلاً به صورت عادی در نظر گرفته نشده است آشکار سازد. همچنین زمین لرزه Loma prieta ضعف آشکار یک طرح جدید را نیز نشان داد در این زمین لرزه اتصالات زانویی بیرون زده از مسیر رابط ۹۸۰/۸۸۰ که فقط چند سال قبل از زلزله طرح و اجرا شده بود دچار شکستگی شد. [۳]

به علت این ضعف ها که به وضوح در زلزله های اخیر مشخص گردید، سعی آیین نامه ها بر این بوده است که نیروهای طراحی اتصالات را بیشتر از قبل در نظر گیرند. مثلاً در آیین نامه AASHTO ضریب رفتار اتصال کوچکتر از ۱ است در صورتی که این ضریب برای پایه ها همواره بیشتر از ۱ و در مواردی مانند قابهای چند ستونی تا ۵ هم منظور شده است.



شکل ۳-۱۵- فروریزش فاجعه آمیز پل Cypress در زلزله Loma Perieta

۳-۴-۸- شکست فونداسیون ها

در طی زلزله های گذشته گزارش های بسیار کمی از وقوع شکست در فوندانسیون پلها دیده می‌شود البته در مواردی که روانگرایی خاک روی داده است این گونه نیست و خرابی های متعددی ذکر شده است . مشخص نیست که آیا واقعاً شکست ها نادرند یا اینکه بسیاری از شکست ها به علت اینکه زیر زمین می مانند کشف نشده اند. [۳]

از جمله دلایلی که در مقالات علمی مختلف برای وقوع ناچیز شکست در فوندانسیون پلها ذکر شده است می توان به ۲ مورد اشاره کرد: اولاً به دلیل شکست زود هنگام ستونها در برش یا خمش، نیروهای حداکثر شالوده (نهایی) ایجاد نمی شوند ثانیاً چرخش شالوده، این المان را در برابر کنش‌های سازه ای زیاد در امان می دارد.

به طور کلی ضعف های فوندانسیون را می توان بدین ترتیب دسته بندی نمود:

الف) مقاومت خمشی ناکافی خصوصاً در صورت عدم وجود آرماتورهای فوقانی شالوده

ب) مقاومت برشی ناکافی به این علت که به آرماتورهای برشی شالوده توجه کمی می‌شود.

ج) مقاومت برشی ناچیز اتصال در ناحیه ای بلافاصله زیر اتصال

د) مهاری ناکافی آرماتورهای ستون که در صورتی که خم ها به طرف بیرون از محور ستون باشند به مشکلات ستون می افزایند .

ه)اتصال ناکافی میان شمع های کششی شالوده . [۲]

طبق بررسی های انجام گرفته پس از زمین لرزه Hyogoken – Nanbu (۱۹۹۵) روی ۱۵۳ فوندانسیون مربوط به مسیر شماره ۵ شهر کوبه روانگرایی شدیدی مشاهده شد و بازرسین وقوع حالاتی از ترک خوردگی های خمشی را در شمع ها که تغییر مکانهای ماندگار بزرگی در آنها به وجود آمده بود گزارش نمودند. طبق گزارش های ذکر شده ، بیشترین آسیب وارده به پی ها، مربوط به وقوع پدیده روانگرایی بوده است. دلایل بسیاری وجود دارد که چرا فوندانسیونهای قدیمی احتمال آسیب پذیری لرزه ای زیادی دارند. در این شالوده ها، شمع ها ممکن است آرماتورهای محبوس کننده کمی داشته باشند و در عین حال در معرض تغییر شکل های بزرگی قرار گیرند.

طبق گزارش های منتشر شده توسط FHWA در سال ۱۹۸۷ آسیبهای وارده از طرف زلزله بر پلهای کوتاه اغلب توسط شکست فوندانسیون که ناشی از تغییر شکل های بیش از حد زمین یا ضعف در پایداری و ظرفیت باربری خاک فونداسیون است روی می دهد در نتیجه شکست فونداسیون زیر سازه ها کج می شوند، نشست می کنند، می لغزند و حتی واژگون می شوند و همچنین دچار ترک خوردگی شدید یا شکست کامل می شوند. [۸]

۳-۴-۹- آسیب های وارده به دالهای دسترسی یا پیش دالها و نشست کوله ها

همان طور که می دانیم پیش دال، دالی به ضخامت ۱۵ تا ۲۰ سانتی متر و طول ۳/۵ تا ۴ متر و به پهنای کل تکیه گاه کناری (کوله) می باشد که توسط یک شبکه میلگرد φ۱۴@۱۵cm مسلح می‌گردد در صورت استفاده از پیش دال، فشار جانبی اضافی ناشی از سربار بارزنده در پشت تکیه گاه حذف می گردد. پیش دالها در حقیقت بخشی از کوله تلقی می گردند. طی رویداد زلزله حتی اگر سازه پل سالم بماند، در صورتی که سطح جاده به میزان زیادی نشست کند ممکن است پل از حالت بهره برداری خارج شود در زمین لرزه San fernando(۱۹۷۱)و زلزله شیلی (۱۹۸۵) نشست خاکریز کوله ها منجر به اختلاف نشست زیاد در بسیاری از محل ها شد. چنین نشست هایی می توانند آنقدر بزرگ باشند، به طوری که برای عابرین و اتومبیل های عبوری از پل خطر آفرین باشند.

پیش دالها در بیشتر مواقع عناصر آسیب پذیری نیستند و می‌توانند به عنوان ابزار موثری در پوشاندن سرتاسر خاکریزها به کار روند. [۳]

۳-۵- اثرات تخریبی زلزله بر پلها در ایران

طی زلزله های گذشته ایران، آسیب های کمی به پلهای بتنی و فولادی وارد شده است که یک علت آن کوتاه بودن دهانه های پلهای موجود در مناطق زلزله زده بوده است. اما شاید یک علت مهم دیگر کم بودن میزان راهها و به تبع آن تعداد پلها نسبت به مساحت کشور باشد که موجب گردیده تا پلهای زیادی در کشورمان در معرض آزمون زمین لرزه قرار نگیرند. اما در صورت وقوع زمین لرزه در مناطق شهرهای بزرگ، به علت تراکم بیشتر پل ها در این مناطق، امکان وقوع خرابی های قابل توجه در پلها دور از انتظار نخواهد بود که لازم است برای پیشگیری از آن تدابیر لازم اندیشیده شود. بنا به گزارش از زمین لرزه منجیل (۱۳۶۹)، تعدادی پل در ناحیه زلزله زده موجود بوده اند که از این تعداد، ۳ پل مورد بازبینی قرار گرفته و گزارش شده است که هیچ خرابی یا شکستی در آنها روی نداده است.

طبق گزارش تحلیلی شماره ۱ زلزله منجیل (۱۳۶۹) تهیه شده توسط موسسه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله، پل قدیمی لوشان که از مصالح بنایی ساخته شده و مربوط به دوران قاجاریه بوده است، آسیب زیادی دیده بود. این پل در روی کوله سمت تهران بر روی تکیه گاه ثابت قرار گرفته است در اثر زلزله کوله سمت تهران با تابلیه پل به شدت برخورد نموده، ترکهایی در قسمت بالای کوله ایجاد گردید و در قسمت غربی کوله سمت رشت نیز، جابجایی قابل ملاحظه ای همراه با نشست خاک پشت کوله به وجود آمده بود. این پل در ۱۰۰ کیلومتری رشت و در شهرستان لوشان قرار گرفته و دارای یک دهانه است.

پل آسیب دیده دیگر در این زلزله پل بالابالا بود که در ۸۵ کیلومتری رشت قرار گرفته، دارای ۲۴ دهانه حدود ۳۰ متری است. هر دهانه بر روی تکیه گاههای مفصلی قرار گرفته است. ۴۴ ستون بتن مسلح با مقطع دایره و دو کوله در جناحین، تابلیه را حمل می‌نمایند. شالوده پل شمعی است. کف رودخانه رسوبات سیلتی- رسی قرار داشته و در اثر زلزله در آنها روانگرایی ایجاد گردیده بود و در اثر روانگرایی به علت شیب کم، یک زمین لغزه سرتاسری در رسوبات ایجاد گردیده، که در نتیجه آن حفره هایی در رسوبات در مجاورت ستونها ایجاد شده بود. ترکهای جزیی در محل اتصال چند ستون به تابلیه پل مشاهده گردید. خاک پشت کوله سمت تهران نیز نشست

کرده بود و در مجموع عملکرد پل تحت اثر زلزله با توجه به نزدیکی آن به مرکز زلزله بسیار خوب ارزیابی شده است.

از دیگر پلهای مطالعه شده پل رودبار است که این پل در ۷۵ کیلومتری رشت قرار دارد و در سال ۱۳۳۹ ساخته شده است که دارای ۶ دهانه ۳۰ متری با عرشه مرکب از تیرهای پیش تنیده و دال بتن مسلح است. در اثر زلزله، کوله های پل حدود ۳۰ سانتی متر به هم نزدیک شدند در زیر تکیه گاه سمت رشت، نئوپرن تقویت شده ای با ورق فولادی قرار داشته که از وسط بریده شده بود.

پل توتکابن هم که در شرق گنجه قرار داشت آسیبهای جزیی دید. این پل دارای تابلیه ای مرکب از تیرهای پیش تنیده و دال بتن مسلح بوده، مرکب از دهانه‌های متعددی، هر یک به طول تقریبی ۳۰ متر می‌باشد. در اثر زلزله تابلیه بر روی تکیه گاه جابجا شده بود. بعنوان مثال دراولین دهانه، تابلیه حدود ۶ سانتی متر عمود بر محور طولی پل و حدود ۸ سانتی متر در امتداد محور طولی پل جابجا گردیده بود. در سطح پل نیز در روی اکثر تکیه گاهها فرو رفتگی در سطح آسفالت ایجاد شده بود که نمایانگر باز شدن درزهای انبساطی در اثر جابجا شدن تابلیه می‌باشد.

از جمله زلزله هایی که گزارشی در خصوص آسیب دیدگی پلها در آن وجود دارد، زلزله داراب در استان فارس (۱۳۶۹) می باشد. در این زلزله آسیبهای جدی به پلها وارد نیامد. یکی از پلهای بررسی شده پلی سه دهانه با تکیه گاه ساده است که در فاصله ۹۶ کیلومتری از داراب قرار دارد. آثاری از تخریب در پایه ها یا عرشه دیده نمی شود و فقط روی آسفالت در دو ابتدا و انتهای پل ترکهایی مشاهده گردید که ناشی از حرکت پل در امتداد محور طولی خودش می باشد و این حرکت در تکیه گاههای پل روی دیوارهای حائل قابل مشاهده بود که البته در صورت وجود درزهای انبساط در ابتدا و انتهای پل که معمولاً نیز مرسوم است ترکهای آسفالت نیز به وجود نمی‌آمد.

دو دلیل مهم رفتار لرزه ای مناسب پلها در زمین لرزه منجیل عبارتند از :

الف) پلهای مورد مطالعه، سازه هایی با انعطاف پذیری زیاد و در نتیجه فرکانسهای ارتعاشی طبیعی کوچک بوده اند و از طرفی بنا به طبیعت کوهستانی منطقه زلزله، فرکانسهای ارتعاش حرکت زمین در زلزله بالا بوده و در نتیجه از اثرات تشدید دینامیکی در سازه پل کاسته شده است.

ب) مشاهده شده است که پلهای مورد مطالعه به خوبی طراحی و اجرا شده اند و تمام اتصالات آنها از نوع پیچی بوده است و آثار خوردگی نیز در آنها مشاهده نشده است. بنابراین عناصر باربر از این لحاظ دچار ضعف نشده بودند و توانسته اند در برابر نیروهای رفت و برگشتی ناشی از زلزله مقاومت کنند. [۲]

۳-۶- بررسی پژوهشهای گذشته در زمینه اثر زلزله بر پلها

پژوهشهای گسترده ای در زمینه شناسایی اجزاء سازه ای و پارامترهای موثر بر پاسخ لرزه ای پلهای بتن مسلح انجام شده است به طور مثال میزان تاثیر مقید کننده های حرکت در جهت طولی در محل درزهای انقطاع ،اثر تنه زدگی بین قطعات مختلف عرشه به یکدیگر و به زیر سازه، عملکرد کلیدهای برشی، اثر منفی توزیع غیر یکنواخت سختی بین ستونها و وقوع شکست برش در پایه های بتن مسلح از موضوعاتی هستند که توسط محققان مختلف مورد بررسی قرار گرفته اند. در نتیجه این پژوهشها پیشرفتهای زیادی در زمینه شناخت رفتار دینامیکی سازه های پل به دست آمده است. [۲]

یکی از مجامع علمی فعال و پیشرو در زمینه ارزیابی آسیب پذیری و مقاوم سازی ساختمانی و پلهای موجود، شورای تکنولوژی کاربردی (ATC) بوده است این شورا در سال ۱۹۸۳ میلادی بنا به درخواست اداره سرپرستی بزرگراههای فدرال (FHWA) در زمینه ارزیابی آسیب پذیری پلهای موجود، راهنمای مقاوم سازی لرزه ای پلهای بزرگراهی (نشریه ATC-۶-۲) را منتشر ساخته است که در نوع خود، اولین مجموعه مدون در زمینه ارزیابی آسیب پذیری و مقاوم سازی لرزه ای پلها به شمار می‌رود دستور العملهای ارائه شده در این مرجع، مشتمل بر یک روش بازرسی عینی اولیه، روشهای ارزیابی دقیق پلهای موجود، بالاخره راه حلهای بالقوه مقاوم سازی و رفع نقایصی که به دفعات طی زمین لرزه های گذشته در پلها مشاهده شده اند می‌باشد همچنین ضوابط طراحی ویژه ای برای طرح مقاوم سازی پلها در آن گنجانده شده است از این مرجع اقتباس شده است. در مقایسه با پلهای بتن مسلح، تا اواسط دهه ۹۰ میلادی اطلاعات خیلی کمی در رابطه با رفتار لرزه‌ای پلهای فولادی در ادبیات فنی به چشم می خورد که یک دلیل آن می تواند این باشد که تا قبل از وقوع زلزله های Loma prieta(۱۹۸۹) ، Northridge(۱۹۹۴) و کوبه (۱۹۹۵) تعداد کمی از پلهای فولادی در معرض زلزله و آسیب دیدگی ناشی از آن قرار گرفته بوده اند. بعد از وقوع زلزله‌های Northridge و کوبه تحقیقات بیشتری در زمینه بررسی رفتار لرزه ای و آسیب پذیری پلهای فولادی موجود انجام گرفته است. در ژاپن نیز بررسی های تحلیلی و آزمایشگاهی

گسترده ای بر روی خرابی های مشاهده شده در پلهای فولادی و به خصوص وقوع کمانش در پایه های فولادی با سطح مقطع دایره ای و جعبه‌ای و مدلسازی این نوع خرابی ها صورت گرفته است.

Bruneau , Dicleli در یک ارزیابی اولیه تکیه گاهها و ستونها را ضعیف ترین اجزای سازه ای پلهای فولادی در برابر بارهای زلزله ارزیابی کرده اند و سپس به منظور بررسی های بیشتر، به کمک تحلیل خطی و غیر خطی مدلهای ساده یک درجه آزادی به بررسی اثر تحریک زلزله بر نیروهای ایجاد شده در تکیه گاههای پلهای فولادی یک دهانه با تکیه گاههای ساده و نیز نیروهای ایجاد شده در ستونهای پلهای چند دهانه با دهانه های متوسط پرداخته اند. نتایج تحلیل الاستیک آنها حاکی از آن است که نیروهای ایجاد شده در تکیه گاههای ثابت بر اثر اعمال تحریک زلزله در جهت طولی، تنها به جرم پل و در نتیجه به دهانه آنها بستگی دارد ولی در صورتی که تحریک زلزله در جهت عرضی اعمال شود، اولاً این نیروها با افزایش عرض پل کاهش می‌یابد و ثانیاً تکیه گاههای با سختی بیشتر و تکیه گاههای نزدیک تر به لبه های عرشه، نیروهای بیشتری جذب خواهند کرد. این موضوع به دلیل ایجاد لنگر حول محور قائم در محل تکیه گاههای ثابت پل است که صادق وزیری و رشیدی نیز به آن اشاره کرده اند. [۵]

نیروهای ایجاد شده در جهت طولی پل در اثر اعمال بار زلزله در جهت عرضی، در تکیه گاههای نزدیک به لبه عرشه، بزرگتر از نیروهای ایجاد شده در جهت عرضی می‌باشند. در مورد تکیه گاههای غلتکی که سختی کمی در جهت طولی دارند، به علت آنکه عرشه روی این تکیه گاهها می تواند حول محور قائم دوران کند، نیروهای ایجاد شده در جهت عرضی تقریباً در همه تکیه گاهها مساوی خواهد بود. این محققین به منظور انجام تحلیلهای غیر خطی دینامیکی ، فرض کرده اند که تکیه گاههای فولادی از ابتدا دچار شکست شده اند و تنها نیروهای اصطلکاک در محل تکیه گاهها موجودند نتایج تحلیل های غیر خطی که با فرض فوق انجام شده است، نشان دهنده آن است که تغییر مکانهای ناشی از لغزش عرشه بر روی تکیه گاهها و ستونها در پلهای با تعداد دهانه های بیشتر، از پلهایی با همان طول ولی با تعداد دهانه های کمتر ، بزرگتر بوده است. اثر ضریب اصطکاک در محل تکیه گاهها بر پاسخ تغییر مکان عرشه قابل توجه تشخیص داده شده است با افزایش ضریب اصطکاک، تغییر مکان حداکثر عرشه کم شده است که نتیجه آن کم شدن تغییر مکان عرشه در محل ستونها و افزایش مقاومت پل در برابر تحریک وارده بوده است. [۱]

از دیگر تحقیقات انجام شده در زمینه رفتار لرزه ای پلهای فولادی، تحقیق زهرایی و Bruneau را می توان نام برد. این محققان با مشاهده آسیب های وارده به دیافراگم های انتهایی پلها در زلزله های اخیر، اقدام به بررسی اثر دیافراگم های انتهایی و میانی پلهای با سیستم دال بتن مسلح-شاهتیر فولادی بر پاسخ لرزه ای این پلها کرده اند. آنها با انجام تحلیل های خطی و غیر خطی بر روی تعدادی پل با دهانه های مختلف، نتیجه گرفته اند که اثر دیافراگمهای میانی بر انتقال بار از عرشه پل به تکیه گاهها ناچیز است ولی نقش دیافراگمهای انتهایی بسیار تعیین کننده است در ضمن در محدوده الاستیک، تامین سختی کوچکی برای دیافراگم، برای اینکه روسازه به عنوان یک مجموعه واحد و یکپارچه رفتار کند، کفایت می کند. با این وجود اگر گسیختگی در دیافراگم های انتهایی روی دهد، تغییرات اساسی در رفتار لرزه ای رو سازه پل روی خواهد داد که شامل افزایش پریود ارتعاشی، افزایش قابل توجه تغییر مکانهای جانبی و اثرات P-Δ در ارتفاع شاهتیر ها خواهد شد. از این رو زهرایی و Bruneau پیشنهاد کرده اند که در طراحی پلها، دیافراگم ها به عنوان اعضایی که نقش تعیین کننده ای در مسیر انتقال بارهای زلزله از عرشه به تکیه گاهها ایفا می کنند، طوری طرح شوند که در هنگام زمین لرزه ارتجاعی باقی بمانند و یا اینکه به عنوان یک راه حل دیگر به صورت شکل پذیر طراحی شوند تا با جذب واستهلاک انرژی از آسیب دیدن اتصالات و یا سایر اعضا جلوگیری کنند. [۲]

۳-۷- تحقیقات انجام شده در ایران در خصوص بررسی رفتار لرزه ای پلها

به طور کلی می توان تحقیقات انجام شده را در مقوله های مطالعات صورت گرفته روی اثر زلزله روی سازه های ساختمانی و سازه های پل دسته بندی کرد. در این بخش به کارهای انجام شده در این دو مقوله می‌پردازیم :

۳-۷-۱- در زمینه اثر زلزله بر پلها و تحلیل دینامیکی آنها

نیکنام بر لزوم معاینه پلهای موجود با به کارگیری روشهای تحلیلی دینامیکی و مقاوم سازی لرزه ای آنها با سیستم جدا سازی پایه ها تاکید کرده است. وی هم چنین پیشنهاد کرده است که دستگاههای اندازه گیری تغییر شکل و شتاب بر روی پلها به منظور افزایش شناخت از رفتار دینامیکی پلهای کشور ونیز ثبت شتاب نگاشتهای زلزله های احتمالی به منظور استفاده از آنها در طراحی پلهای جدید مستقر شوند.

افتخاری و تهرانی زاده اثر چند نوع سیستم لرزه- جدایش بر یک پل تیپ چند دهانه را با انجام تحلیل های دینامیکی غیر خطی مورد بررسی قرار داده اند. [۱۶]. این محققین با توجه به مزایای سیستم های لرزه جدایش، بر کاربرد آنها در مقاوم سازی لرزه ای پلهای موجود تاکید کرده اند.

منتخب و مقدم مقاومت لرزه ای چند نوع پل را بررسی کرده اند. برجیان طی مقاله ای تجدید نظر در آیین نامه طرح لرزه ای پلهای ایران را مورد تاکید قرار داده است وافراسیابی به بررسی مساله فرو افتادگی عرشه از روی تکیه گاهها پرداخته و احتمال فرو افتادن عرشه تعدادی از پلهای موجود در کشور را به طور کمی مطالعه نموده است.

حاج رسولیها میزان تقریب حاصل از روشهای مختلف تحلیل لرزه ای پلها را مورد مطالعه قرار داده است و نیز ضوابطی برای طول نشیمن عرشه پلها پیشنهاد داده است. این محقق ضوابط موجود در آیین نامه های فعلی برای طول نشمین را ناکافی ارزیابی کرده است قلی زاده و مقدم نیز تاثیر شکل پذیری زیر سازه پلها را تحت زمین لرزه مورد مطالعه قرار داده اند. [۲]

۳-۷-۲- در زمینه بررسی آسیب پذیری سازه های فولادی، بتن مسلح و پلها

حسین زاده و ناطق الهی آسیب پذیری یک نمونه ساختمان طبقاتی با اتصالات خورجینی را با استفاده از تحلیل های دینامیکی غیر خطی به صورت کمی مورد مطالعه قرار داده اند.

بانشی ضمن ارائه فرمهایی برای بازرسی و ارزیابی ساختمانهای با اسکلت فولادی، چند نمونه ساختمان فولادی را با روشهای تحلیلی مورد بررسی آسیب پذیری قرار داده است. برکچیان تعدادی ساختمان طبقاتی فولادی را با استفاده از شاخصهای آسیبی، به صورت حداکثر تغییر مکان نسبی بین طبقات(برای ارزیابی آسیب سازه ای) و حداکثر شتاب ایجاد شده در طبقات (برای ارزیابی آسیب وارده به محتویات سازه) مورد مطالعه قرار داده است.

مالک در قالب طرح تهیه شناسنامه فنی برای سازه های فولادی، به بررسی آسیب پذیری سازه های ساختمانی با اسکلت فولادی از دیدگاه کیفی پرداخته است.

تهرانی زاده در پژوهشی برای ارزیابی آسیب پذیری لرزه ای پلهای بتن مسلح شهر تهران، به بررسی آسیب پذیری نمونه هایی از پلهای ساخته شده و در حال ساخت تهران از لحاظ کیفی با توجه به معیارهای آیین نامه معتبر پل پرداخته است.

حسینی و طاووسی تفرشی یک پل مسطح چند دهانه بتن مسلح را در دو حالت تاثیر مولفه افقی به تنهایی و تاثیر توام مولفه های قائم و افقی زمین لرزه بر پل مورد بررسی قرار داده اند و با استفاده از شاخص آسیبی به صورت نسبت دوران مورد تقاضا به ظرفیت دورانی موجود پایه های پل، میزان آسیب وارده را ارزیابی کرده اند. اخلاقی نیز تعدادی از پلهای بتنی موجود را مورد مطالعه قرار داده است و با انجام تحلیل و نیز مشاهدات کیفی، آسیب پذیری پایه های این پلها را نشان داده است.

محمدیان و مالک رفتار لرزه ای و حرارتی پلهای بتن آرمه و فولادی که دارای پایه هایی با سختی متفاوت بودند را طی چند مطالعه موردی، مورد بررسی قرار داده اند.

کلانتری و مالک نیز آسیب پذیری لرزه ای یک پل بتنی قوسی در پلان با پایه های بلند را مطالعه نموده، با دو حالت مختلف در خصوص ویژگی های مادی الاستومر ، رفتار لرزه ای و آسیب پذیری آن را مطالعه کرده‌اند . [۲]

۳-۸- خرابی های قابل قبول و غیر قابل قبول از نظر AASHTO

آئین نامه AASHTO تنها بخشی از خرابی های ناشی از زلزله وارده بر پلها را مجاز می داند. تنها شکل خرابی قابل قبول در پایه ها، تسلیم خمشی ستونها است. یک ستون فولادی یا بتن مسلح چنانچه درست طرح گردیده باشد می توان بدون خطر فرو ریزش در معرض چرخه های تسلیم خمشی زیاد قرار گیرد. هر گونه آسیب دیدگی از این نوع قابل دیدن و قابل تعمیر است و لذا از دیدگاه AASHTO پذیرفتنی تلقی می‌گردد. برای اینکه ستونهای بتنی پس از وقوع زلزله قابل تعمیر باشند بسیار مهم است که ضوابط محصور کنندگی آرماتورهای خمشی در مناطقی که وقوع تسلیم خمشی انتظار می رود ارضا گردد در مورد کوله ها نیز خرابی اسمی تا جایی که عرض نشیمن گاهی کافی مورد استفاده برای تجمع تغییر مکانهای بزرگ تامین شود می تواند قابل قبول باشد. چنین خرابی ممکن است منجر به شکست کلید برشی در جهت عرضی و یا ضربه به خاکریزها در جهت طولی شود. [۲]

AASHTO موارد ذیل را جزو خرابی های غیر قابل قبول تلقی می کند :

الف – از دست رفتن تکیه گاه شاهتیرها : واضح است که این حالت غیر قابل قبول ترین شکل خرابی است. جهت به حداقل رساندن این مود بالقوه از خرابی، طول های حداقل نشیمن گاهی برای شاهتیرها مشخص می گردد. علاوه بر این ، ضوابط طراحی برای نشیمن گاهها و قیدهای میان قطعات ناپیوسته سازه ای نیز لازم است، زیرا شکست نشیمن گاه می تواند منجر به شکست شاهتیرها شود.

ب- شکست ستونها : دو نوع شکست ستون که می تواند منجر به فروریختگی فاجعه آمیز شود عبارتند از : شکست برشی و بیرون آمدن آرماتورهای طولی در پایه های بتنی مسلح، که بیرون آمدن آرماتورهای طولی، از عدم رعایت ضوابط جزئیات طراحی اتصالات برای نیروهای مورد انتظار ناشی از تسلیم شدگی خمشی در ستونها ناشی می شود.

ج- شکست فوندانسیون : لازم است که تمام شالوده ها برای حداکثر نیروهایی که می توانند به پایه‌ها منتقل کنند با فرض تسلیم شدگی خمشی پایه ها طرح گردند.

د- شکست اتصالات: اتصالات مهم ترین اجزاء در حفظ یکپارچگی کلی پل هستند. در نتیجه در ضوابط AASHTO توجه خاصی به تغییر مکانهایی که در تکیه گاه های قابل حرکت رخ می دهد شده است در اتصالات ثابت، نیروهای طراحی به صورت محافظه کارانه تعیین می‌گردند. علاوه بر این رابط های افقی مثبت نیز بین قطعات مجاور روسازه تعبیه می‌شوند.

ه- شکست ناشی از روانگرایی خاک : بررسی ها نشان می دهد که روانگرایی خاک شالوده، منجر به بسیاری از خرابی ها و از دست رفتن تکیه گاه شالوده و ایجاد تغییر مکان های بزرگ وارده به کوله‌ها و پایه ها می گردد. لذا تا آنجا که ممکن است باید از طرح پل در مناطق ماسه ای با عمق زیاد، شل یا با تراکم متوسط که خطر روانگرایی بالایی دارند اجتناب شود. یکی از راههای ایمن سازی پلها در برابر این پدیده استفاده از شمع‌های فولادی قائم طولی شکل پذیر، جهت نگهداشتن پایه ها می‌باشد. [۱۴]

۳-۹- نقاط ضعف آیین نامه های طرح لرزه ای پلها

پس از زمین لرزه Kanto (۱۹۲۳) در ژاپن مشخص گردید که بارهای متعارف که تا آن زمان جهت تحلیل و طراحی سیستم های سازه ای پلها به کار گرفته می‌شدند، به تنهایی کافی نیست و باید بگونه ای در مناطق لرزه خیز اثرات زلزله را نیز مشمول طرح نمود. روش استاتیکی معادل معروف به روش ضریب زلزله، با ضریب بین ۰/۱ تا ۰/۳ براساس فلسفه تنشهای مجاز اولین گام برای لحاظ نمودن آثار مخرب ناشی از زمین لرزه روی سیستم های سازه ای و از آن جمله پلها به شمار می رود که نخستین بار در ۱۹۲۷ به کار گرفته شد. از آن پس بود که با رخداد زلزله های جدید و گسترش تحقیقات در زمینه رفتار لرزه ای پلها آیین نامه های طرح لرزه ای پلها تکمیل تر شدند. در آئین نامه ژاپن که در سال ۱۹۶۴ تدوین گشته بود (۱۹۶۴) تنها به در نظر گرفتن ضرایب زلزله ۰/۲ برای راستای افقی و ۰/۱ برای راستای قائم اکتفا شده بود و جنبه های مهمی نظیر تشدید حرکات زمین به علت نزدیکی به گسل فعال، شکل پذیری ، پاسخ دینامیکی، روانگرایی و ابزار مقید کننده حرکات عرشه برای جلوگیری از فروریزش دهانه ها، مد نظر قرار نمی‌گرفت. این روند موجب گشت تا زمین لرزه Kobe در سال ۱۹۹۵ تعداد فراوانی از پلهای طرح شده مطابق با آیین نامه قدیمی ۱۹۶۴ دچار آسیب دیدگی شدید گردند.

روشهای طرح ارتجاعی به کار برده شده در پلهای قدیمی، کسر کوچکی از نیروهای جانبی را در نظر می گرفتند که در نتیجه :

الف- تغییر مکانهای لرزه ای براساس تراز نیروهای جانبی اعمال شده در این روش و استفاده از مقطع کل به جای مقطع ترک خورده (در نظر گرفتن سختی کامل المان به ویژه در اعضای بتن آرمه) بسیار کم برآورد می‌شدند .

ب- از آنجا که تراز نیروهای جانبی نسبت به بار ثقلی کمتر می‌باشند، الگوهای لنگر تحت ترکیبات این بارها به اشتباه محاسبه می‌شدند نقاط عطف لنگرها، موقعیت ها و مقادیر لنگرها در مقادیر بحرانی نیز اغلب غلط به دست می‌آمد که نتیجه آن تعیین نابجای محل قطع آرماتورهای اصلی بود.

ج- در نظر نگرفتن عملکرد غیر ارتجاعی سازه، مفاهیم شکل پذیری و شکل گیری مفاصل خمیری(تحمل تغییر شکل های غیر ارتجاعی بزرگ) ، امکان داشت اعضای سازه را بسیار بالا می‌برد(خصوصاً شک ترد برشی) همانطور که در تخریبهای صورت گرفته به نحوی با یک یا ترکیبی از سه نقص فوق مرتبط می‌باشد. [۲]

فصل چهارم

روشهای تحلیل خطی و غیر خطی

و

معرفی پل مورد بررسی

۴-۱- ارزیابی عملکرد لرزه ای پل ها

۴-۱-۱- مقدمه

امروزه بخاطر هزینه گران ساخت و ساز و بمنظور درک عمیق تر از رفتارهای سازه ها تحت بارهای مختلف از جمله زلزله، مدلسازی، جایگاه ویژه ای را دارا می باشد.

در این راستا مدلسازی پلها، اعم از پلهای کوچک یا بزرگ چه مستقر در مناطق زلزله خیز چه در مناطق لرزه خیز با توجه به رفتار پیچیده و ناشناخته شان و عدم قطعیت بارهای وارده در طول عمر مفید آنها اهمیت بسزایی دارد.

لذا از آنجاییکه تعداد زیادی از پلهای موجود، زمانی طراحی و ساخته شده اند که در آن زمان آیین نامه ها یا دارای مقررات لرزه ای نبوده و یا این مقررات در مقایسه با استاندارد های حال حاضر مناسب نبوده اند. همانطوریکه در زلزله های متوسط اخیر مشاهده شده است بسیاری از این پلها تحت اثر زلزله های آینده آسیب های شدیدی را متحمل خواهند شد. جهت تحلیل این سازه ها تا زمانیکه سازه در محدوده الاستیک می باشد، روش الاستیک خطی کافی می باشند. و در صورتیکه پاسخ سازه خارج از محدوده الاستیک قرار گیرد، روش های الاستیک خطی مناسب نمی باشند . روش های غیر خطی (استاتیکی ودینامیکی) می توانند بر این مشکل فایق آمده و سطح عملکرد سازه ها را تحت اثر هر سطحی از بارگذاری مشخص کنند.

در آیین نامه های موجود طراحی لرزه ای پل، عمدتا تمرکز بر روی ایمنی جانبی بوده و توجهی به توانایی آنها در سطوح مختلف عملکرد سازه ای تحت شرایط متفاوت بارگذاری نمی شود. با توجه به این واقعیت گرایش شدید به استفاده از طراحی بر اساس عملکرد در سازه ها زیاد شده است. از مزایای طراحی بر اساس عملکرد، توانایی آن در نشان دادن حالت عملکرد سازه و اجزاء آن تحت اثر شدت های متفاوتی از بار می باشد.

حالت عملکرد به این معنی است که سطح خسارت از هر نوعی که باشد قابل تشخیص بوده و با یک داوری بتوان تعیین کرد که در حالت بهره برداری، این سازه تا چه درجه ای می تواند پیش برود.

۴-۱- ۲- خصوصیات مهم هر زلزله

بطور کلی سه عامل کنترل کننده بر امواج زلزله وجود دارد که عبارتند از منبع ایجاد کننده زلزله، مسیر حرکت امواج و خصوصیات ساختگاهی که سازه بر آن بنا شده است . عوامل مؤثر بر منبع ایجاد کننده زلزله عبارتند از:نوع گسل،مکانیزم وقوع زلزله،جهت حرکت امواج وساختار گسل.

امواج زلزله پس از انتشار در همه جهات پخش می شوند که شدت امواج ثبت شده بستگی به فاصله تا کانون دارد.هرچه از کانون دورتر می شویم از شدت کاسته می شودو به عبارت دیگر امواج میرا می شوند.میرایی امواج به عواملی همچون توزیع هندسی انرژی و جنس و لایه بندی خاک وابسته می باشد. آخرین عامل کنترلی کننده زلزله خصوصیات ساختگاه است که خود به دو بحث توپوگرافی محل و جنس خاک آن تقسیم می شود.

پریود طبیعی ارتعاشات زمینی با افزایش عمق لایه افزایش می یابد و این افزایش پریود ،برای سازه های مرتفع تر خطرناک است.وضعیت لایه بندی خاک و شیب لایه های رسوبی واقع بر بستر سنگی نیز بر پاسخ دینامیکی سازه موثر خواهند بود. تغییر خاک در محل سایت،ناپیوستگی ها و نیز قرارگرفتن در خط الراس یا شیروانی و یا بالا بودن سطح آب زیر زمینی نیز تاثیر مخربی بر تشدید امواج زلزله خواهند داشت.به منظور بر آورد خصوصیات یک ساختگاه به اطلاعات زیر نیاز می باشد:

- لایه بندی خاک به همراه عمق و جنس هر لایه
- عمق سنگ بستر
- تراکم خاک
- سطح آب زیر زمینی
- پریود طبیعی زمین
- مدول برشی خاک

به طور کلی هر زلزله دارای ویژگیهای خاصی می‌باشد که متناسب با این ویژگیها به سازه‌ها آسیب می‌رسانند. از خصوصیات مهم هر زلزله می‌توان شدت، مدت و محتوای فرکانسی حاکم زلزله را نام برد.

شدت زلزله معمولاً بر اساس حداکثر شتاب زلزله سنجیده می‌شود. معیار دیگر می‌تواند حداکثر تغییرمکان زلزله باشد. بدیهی است که هر چقدر شدت زلزله زیادتر باشد، آسیب‌پذیری سازه نیز بیشتر خواهد بود. مدت زلزله عبارت است از مدت زمانی که ارتعاشات زمین احساس می‌شود. در بعضی از زلزله‌ها زمین برای مدت نسبتاً طولانی با شدت زیاد مرتعش می‌شود، در نتیجه خسارت سازه‌ها نیز بیشتر می‌گردد. در بعضی از زلزله‌های دیگر زمین برای مدت کوتاهی با شدت زیاد مرتعش شده و سپس شدت ارتعاشات به سرعت کاهش می‌یابد، در این نوع زلزله‌ها، قبل از اینکه انرژی زلزله به طور کامل وارد سازه شده و تولید خسارت نماید شدت آن کاهش می‌یابد. فرکانس حاکم زلزله یکی از مهمترین پارامترهای مؤثر بر خسارت لرزه‌ای ستونها می‌باشد. این پارامترها اساساً به نوع گسلها و مشخصات فیزیکی زمین بستگی دارد. به طور کلی فرکانس حاکم زلزله در زمینهای سست و نرم، پایین و در زمینهای سنگی و صخره‌ها بالا می‌باشد. بدیهی است که بیشترین خسارات زلزله به سازه‌هایی وارد می‌شود که فرکانس طبیعی آنها به فرکانس حاکم زلزله نزدیکتر باشد(حالت تشدید).

در این تحقیق اعمال بار زمین لرزه بر سازه با استفاده از تاریخچه زمانی شتاب زمین صورت می‌پذیرد. فرض می شود موج زلزله، همزمان به پایه‌ها برسد و لذا از احتمال تحریک ناهمزمان تکیه‌گاهها صرف نظر می‌شود. این فرض با توجه به کوتاهی نسبی دهانه ها(حدود ۲۵ متر) منطقی به نظر می‌رسد. در ثبت هر زمین لرزه، سه مؤلفه انتقالی و سه مؤلفه چرخشی ارتعاش زمین اندازه‌گیری می‌شود اما در اینجا از اثر مؤلفه های چرخشی چشم پوشی می‌گردد. با توجه به شکل هندسی و مشخصات پل، مدل پل به وسیله برنامه کامپیوتری sap۲۰۰۰ جهت آنالیز مودال (استاتیکی) ساخته شد . بارگذاری پل نیز مطابق آیین نامه بارگذاری پلهای ایران که مشابه آشتو می باشد صورت گرفته است [۲۰] .

۴-۲- آنالیز خطی

۴-۲-۱- روشهای عمومی ارزیابی

آسیب پذیری پلها را می توان به روشهای کیفی و کمی تعیین نمود . در روشهای کیفی با توجه به شرایط لزره خیزی منطقه و روشهای پل سازی و بر اساس تجربیات حاصل از زلزله های گذشته ، اطلاعاتی از قبیل سیستم باربر قائم ، سیستم لرزه ای باربر جانبی ، شکل پذیری اعضاء و ..... بدست آورده و برآورد اولیه و تقریبی مقاومت لرزه ای پل تعیین می گردد .

در روشهای کمی ، مشخصات پل با دقت و جزئیات بیشتری مورد مطالعه قرار می گیرد. در این روشها مدلسازی کامپیوتری ، ضرورت دارد .

در حالت کلی روشهای کمی به چهار دسته استاتیکی خطی ، دینامیکی خطی ، استاتیکی غیر خطی و دینامیکی غیر خطی تقسیم می شوند.

منظور از تحلیل خطی ، تحلیل سازه با در نظر گرفتن رفتار ارتجاعی خطی برای اجزاء آن می باشد . چنانچه آثار $p - \Delta$ یا ترک خوردگی اجزاء بتنی و ..... مد نظر باشد . این آثار در تحلیل خطی به صورت ساده شده وارد می گردد . مثلاً" اثر $p - \Delta$ در تحلیل استاتیکی خطی به صورت اضافه بار جانبی و اثر ترک خوردگی صرفاً" با کاهش مشخصات مقاطع اعضاء درمدل وارد می شود . منظور از تحلیل غیر خطی تحلیل سازه با در نظر گرفتن رفتار غیر خطی اجزاء آن به دلیل رفتار غیر خطی مصالح ، ترک خوردگی و اثرات غیر خطی هندسی می باشد .

روشهای استاتیکی خطی تا هنگامی که سازه در محدوده خطی باقی می ماند ، کارآمد است . در صورتی که سازه در ماورای حدود الاستیک واکنش نشان دهد ، آنالیز استاتیکی خطی تنها قادر به نشان دادن اولین وقوی جاری شدن است و توانایی پیش بینی مکانیزم ها و یا باز توزیع نیروها در هنگام جاری شدن پیش رونده را ندارد .

این حقایق ناکارآمدی روشهای خطی برای ارزیابی سازه و یا ارزیابی روشهای مفاوم سازی را نشان می دهد . روشهای غیر خطی بر مشکلات فوق غلبه می کند و توانایی تصویر تراز عملکردی سازه را در هر تراز بارگذاری دلخواه نشان می دهد .

تاکید آیین نامه پل و ساختمان متعارف بر تامین ایمنی جانی است بدون اینکه سازه توانایی ارائه ضوابط خاص در ترازهای دیگر عملکردی را در شرایط بارگذاری داشته باشد .

این مسایل ، کمیته های تدوین آیین نامه را مقید می سازد که صدمات مالی و اقتصادی در طراحی را بالاتر از سطح ایمنی جانی در نظر بگیرند که این مساله در نهایت منجر به توسعه روش طراحی بر اساس عملکرد و یا ارزیابی عملکرد سازه شده است . یکی از مزایای طراحی بر اساس عملکرد ، توانایی نشان دادن وضعیت عملکردی سازه تحت شدت های متفاوت زلزله است .[۱]

۴-۲-۲- تحلیل استاتیکی

هدف از انجام این آنالیز محاسبهٔ رفتار مستقل از زمان یک سازه در برابر بارگذاریهای مختلف و همچنین پیداکردن نقاط ناپیوستگی در مدل سازی می‌باشد. فعلاً در این قسمت آنالیز استاتیکی خطی انجام خواهد گرفت تا علاوه بر اطمینان از جهت مدل سازی و تشابه مدل ها در نرم‌افزارهای مختلف کنترلی بر میزان تغییر مکان سازه انجام پذیرد. برای انجام تحلیل استاتیکی مدل سازه را در نرم‌افزار SAP تحت اثر بار مردهٔ ناشی از وزن خود سازه و بار زنده قرار دادیم که مشاهده گردید که تغییر مکان ماکزیمم در این پل تحت اثر بارهای مرده و زنده از میزان مجاز کمتر بوده و مورد قبول می‌باشد.

از آنجاییکه نیروی جانبی عمل‌کننده بر روی یک سازه در طی وقوع یک زلزله نمی‌تواند دقیقاً به روش بار استاتیکی معادل ارزیابی شود، هنگامی که ارزیابی دقیق‌تری از نیروی زلزله و رفتار سازه موردنظر باشد، باید تحلیل دینامیکی مورد استفاده قرار گیرد. با استفاده از تحلیل دینامیکی، پاسخ دینامیکی سازه‌ای که قبلاً بر مبنای بار استاتیکی معادل طراحی شده است، تعیین گردیده و با توجه به این پاسخ، ایمنی سازه مورد قضاوت قرار خواهد گرفت.

بدین منظور ابتدا در این بخش بر روی نمونهٔ موردنظر آنالیز استاتیکی معادل صورت می‌پذیرد و در ادامه آنالیز دینامیکی خطی صورت خواهد پذیرفت و در آخر بر روی آن آنالیزهای استاتیکی غیر خطی و دینامیکی غیرخطی انجام خواهیم داد. در آنالیز غیرخطی سعی شده است رفتار غیرخطی مصالح که بدلیل پیچیدگی محاسبات و حجم اطلاعات بسیار بالا کمتر مورد توجه قرار گرفته است مبنای آنالیز قرار گیرد تا تأثیر رفتار غیرخطی مصالح پل در حالت ۳ بعدی بررسی گردد.

۴-۲-۲-۱- آنالیز استاتیکی معادل

برای انجام آنالیز استاتیکی معادل در این پروژه از آیین‌نامه بارگذاری لرزه‌ای پلهای شوسه و راه‌آهن ایران استفاده شده است [۱۳]. پل مورد بررسی مشمول بند ۲-۳-۲ این آیین‌نامه می‌شوند و می‌تواند توسط روش تحلیل استاتیکی معادل محاسبه شوند. لازم به ذکر است که در محاسبهٔ نیروی زلزله پل مورد بررسی جزو بند ۱-۴-۱ الف این آیین‌نامه بوده و ضریب اهمیت $I = 1.2$ درنظر گرفته شده است. همچنین ضریب بازتاب B با توجه به زمین نوع II برابر $B = 2$ درنظر گرفته شده است. شتاب مبنای طرح نیز برای منطقه با خطر نسبی بالا برای $A = 0.35$ انتخاب گردیده است. ضریب رفتار R که معرف قابلیت جذب انرژی در پایه‌هاست مطابق جداول آیین‌نامه برابر ۳ انتخاب شده است. بدین ترتیب ضریب زلزله $C = \frac{ABI}{R} = 0.28$ می‌باشد که بسادگی با توجه به وزن سازه نیروی جانبی مؤثر بر عرشه که در مرکز جرم آن اثر می‌کند بدست خواهد آمد.

۴-۲- ۳- آنالیز مودال [۱]

آنالیز مودال برای تعیین مشخصات ارتعاشی (فرکانس طبیعی و شکل های مودی)سازه بکار می رود.

در آیین نامه پیشنهادی ایران برای تحلیل دینامیکی خطی پل‌ها چنین توصیه می‌شود که از میان مولفه‌های طولی و عرضی، مولفه‌ای که دارای شتاب حداکثر است، انتخاب و یک بار در امتداد اصلی پل و بار دیگر عمود بر امتداد اصلی به سازه پل اعمال گردد.

در این فصل ابتدا بر روی پل آنالیز مودال انجام شده است سپس تحلیل دینامیکی خطی با در نظر گرفتن اثر تحریکات چند مولفه‌ای، از مولفه‌های x, y, z زلزله به طور همزمان استفاده شده است. برای انجام تحلیلهای دینامیکی خطی از شتاب نگاشتهای طبس و بم استفاده شده است.

میدانیم مدت زمان لازم برای انجام یک دوره نوسان کامل توسط یک سیستم نامیرا در ارتعاش آزاد، زمان تناوب طبیعی نامیده و با T_n نشان داده می‌شود. T_n بر حسب ثانیه بیان می‌گردد. زمان تناوب طبیعی T_n با رابطه زیر به فرکانس زاویه‌ای طبیعی ω_n مربوط می‌شود.

$$T_n = \frac{2\pi}{\omega_n}$$

در ارتعاش آزاد، سیستم در یک ثانیه، $\frac{1}{T_n}$ دوره تناوب انجام میدهد که به آن فرکانس دوره‌ای ارتعاش آزاد گویند.

$$f_n = \frac{1}{T_n}$$

واحد f_n هرتس(HZ)، (دور در ثانیهCPS) می‌باشد. ارتباط f_n با ω_n به صورت زیر می‌باشد:

$$f_n = \frac{\omega_n}{2\pi}$$

مشخصه‌های ارتعاش طبیعی یعنی ω_n و f_n و T_n فقط بستگی به جرم و صلبیت (سختی) سازه دارند. در دو سیستم یک درجه آزاد با جرم یکسان، آن که دارای صلبیت بزرگتری است، دارای فرکانس طبیعی بزرگتر و زمان تناوب طبیعی کوچکتری است. به طور مشابه، در دو سیستم

یک درجه آزاد با صلبیت یکسان، آن که وزن بیشتری دارد، فرکانس طبیعی کمتر و زمان تناوب بزرگتری دارد. صفت طبیعی بدین لحاظ همراه با ω_n و f_n و T_n به کار می‌رود که تاکیدی بر طبیعی و ذاتی بودن این مشخصه‌ها در ارتعاش آزاد، بدون نیروی خارجی باشد. از آنجایی که سیستم خطی است، مشخصه‌های ارتعاشی مستقل از تغییر مکان و سرعت اولیه می‌باشند.

ارتباط فرکانس زاویه‌ای ω_n و فرکانس دوره‌ای f_n در زمان تناوب طبیعی T_n به صورت زیر می‌باشد:

$$\omega_n = \sqrt{k/m} = 2\pi/T_n = 2\pi f_n$$

همچنین از فرکانسهای طبیعی می‌توان برای محاسبه ضرایب جرمی و سختی در میرایی ریلی (کلاسیک) استفاده کرد. مطابق راهنمای نرم افزار توصیه شده که فقط ضریب سختی اعمال شود. که داریم:

$$[C] = \alpha[m] + \beta[K]$$

$$\alpha = \frac{2\xi\omega_i\omega_j}{\omega_i + \omega_j} \qquad \beta = \frac{2\xi}{\omega_i + \omega_j}$$

و اگر فقط β اعمال شود داریم:

$$\beta = \frac{2\xi}{\omega_i}$$

۴-۲-۳-۱- تأثیر نوع شتاب نگاشت در پاسخ دینامیکی سازه

در انتهای مبحث آنالیز دینامیکی خطی با توجه به اهمیت نوع شتاب نگاشت و تأثیر آن بر روی پل لازم دانستم که به نکاتی اشاره نمایم. غالباً این طور تصور می‌شود که تنها عامل مهم و مؤثر در ارزیابی خطر ناک بودن یک زلزله بزرگی شتاب اوج آن می‌باشد .

در حالی که بسیاری بر این عقیده اند که شتاب های خیلی بزرگ با فرکانس های بالا ،تاثیر مخرب چندانی ندارند. لذا ایده ی "شتاب مؤثر" را در مقابل شتاب اوج مطرح می کنند. در مقابل مشاهدات و تجارب حاصل از زلزله های مخرب و نیز مطالعه ی عملکرد سازه های مختلف تحت زلزله های مصنوعی میز های لرزان، ثابت می کند که مدت زلزله از عوامل مؤثر در ویرانی و انهدام سازه ها می باشد و ثابت شده که مدت زلزله تابعی از میزان انرژی آزاد شده از زلزله است. سازه

ممکن است چند ضربه ی قوی اولیه را تحمل کند، اما پس از چند ثانیه آنچنان ضعیف شود که تاب ضربات ملایمتر را نداشته باشد. محتوای فرکانس زلزله یکی از موارد مهم در پاسخ دینامیکی سازه محسوب می شود، بگونه ای که اگر فرکانس حاکم زلزله بر فرکانس طبیعی سازه منطبق یا نزدیک باشد، پاسخ به حالت رزونانس نزدیک شده و زلزله بیشترین اثر تخریبی را خواهد داشت. بنابراین زلزله های طراحی بایستی طوری انتخاب شوند که دامنه ی وسیعی از فرکانس ها را پوشش دهند.بنابراین خصوصیات شتاب نگاشت ها از قبیل شدت، بزرگی، ماکزیمم شتاب مطلق، تداوم زلزله، محتوای فرکانس، فرکانس حاکم و ... مستقیما در پاسخ دینامیکی یک سازه تاثیر دارد و هیچ وقت یک زلزله خاص نمی تواند مبنای محاسبات دینامیکی برای طراحی یک سازه قرار گیرد.[۱]

۴-۳- آنالیز غیرخطی

۴-۳-۱- مقدمه

اگر چه تحلیل خطی و ارزیابی عملکرد در حد ارتجاعی دید خوبی از ظرفیت الاستیک یک سازه فراهم نموده و موقعیت اولین نقطه تسلیم را در اختیار طراح می گذارد ، اما با این حال قادر به پیش بینی مکانیزم شکست سازه و چگونگی باز توزیع نیروها در حین تسلیم های پی در پی نبوده و نتایج قابل اطمینانی در مورد تغییر شکل های پلاستیک و در نتیجه میزان آسیب های سازه ای در اختیار نمی گذارد . از اینرو استفاده از تحلیل های غیر خطی برای ارزیابی عملکرد لرزه ای سازه ها ، اجتناب ناپذیر است . به عبارت دیگر برای ارزیابی غیر خطی یک سازه و تعیین میزان تغییر شکل های پلاستیک لازم است مدل غیر الاستیک آن سازه ، تحلیل غیر خطی شود .

هدف از انجام تحلیلهای غیر خطی ، تعیین حداکثر تغییر شکلهای پلاستیک تحت زلزله طرح می باشد . با استفاده از این نتایج می توان عملکرد لرزه ای سازه را نسبت به تراز عملکرد مورد نظر سازه ارزیابی نمود .

فلسفه اصلی آیین‌نامه‌های طراحی، حفظ مقاومت اجزای سازه در حد ارتجاعی در برابر زلزله‌های ضعیف تا متوسط و تأمین ایمنی سازه در حین زلزله‌های قوی با پذیرش رفتار غیرخطی می‌باشد.

از آنجایکه نیروی جانبی عمل کننده بر روی یک سازه در طی وقوع یک زلزله نمی‌تواند دقیقاً به روش بار استاتیکی معادل خطی یا غیر خطی بر اساس ضریب رفتار آیین‌نامه‌ها ارزیابی شود، هنگامی که ارزیابی دقیق‌تری از نیروی زلزله و رفتار سازه مورد نظر باشد، باید تحلیل دینامیکی غیرخطی مورد استفاده قرار گیرد. با استفاده از تحلیل دینامیکی غیرخطی یا استاتیکی غیرخطی، پاسخ دینامیکی غیرخطی یا استاتیکی غیرخطی سازه‌ای که قبلاً بر مبنای بار استاتیکی معادل خطی یا غیرخطی براساس ضریب رفتار آیین‌نامه‌ها طراحی شده است، تعیین گردیده و با توجه به این پاسخ، ایمنی سازه مورد قضاوت قرار خواهد گرفت. غیرقابل اجتناب بودن رفتار غیرخطی برای سازه‌ها در اثر زلزله‌های شدید امری پذیرفته شده است. باید دقت داشت که چون پلها دارای درجات آزادی کمی هستند، خصوصاً در اتصالات در کوله‌ها باید در هنگام زلزله این اتصالات کاملاً

خطی عمل کنند. بنابراین یک طرح معقول و قابل قبول، باید سعی در تعیین میزان رفتار غیرخطی قابل انتظار داشته باشد. روش‌های پاسخ دینامیکی که بر فرضیات خطی استوار است، کمک بزرگی برای یک طرح ایمن می‌باشد، ولیکن چنین روشهایی نمی‌توانند اطلاعات مستقیمی درباره رفتار غیرخطی سازه به ما ارایه دهند. بنابراین نیاز به یک برنامه کامپیوتری کاربردی و عملی که رفتار غیرخطی سازه را در نظر می‌گیرد، ضروری است تا پاسخ دینامیکی سازه برآورده شود. از طرفی تأمین پایداری یک سازه بعد از ورود به ناحیه پلاستیک، صرفاً از طریق شناسایی محل تشکیل مفاصل خمیری و نحوه گسترش آنها میسر است. این امر یکی از مهمترین مسایل مطرح در بررسی آسیب‌پذیری پلها می‌باشد. برای تحلیل غیرخطی از حالات استاتیکی غیر هندسی و مادی، دینامیکی غیرخطی هندسی و مادی استفاده شده است. [۱]

۴-۳-۲- عوامل مؤثر در غیر خطی شدن یک آنالیز [۱]

مهمترین عواملی که باعث غیرخطی شدن یک آنالیز می‌شوند عبارت است از:

۴-۳-۲-۱- اثر غیرخطی هندسی

گاهی اوقات تأثیر رفتار هندسی یک سیستم باعث غیرخطی شدن رفتار مدل می‌گردد. به عنوان مثال یک چوب ماهیگیری که در اثر وزن ماهی تغییرشکل بزرگی میدهد، کرنش با جابجایی رابطه غیرخطی می‌سازد، در حالیکه ماده هنوز در ناحیه الاستیک قرار دارد. اثر غیرخطی هندسی به صورتهای زیر ممکن است اتفاق بیافتد:

الف) تغییرشکلهای بزرگ (تغییرمکانهای بزرگ) که ممکن است همراه با کرنشهای بزرگ یا بدون کرنشهای بزرگ باشد. در این حالت جریان انرژی عوض نمی‌شود و مقدار لنگر عوض می‌شود.

ب) دورانهای بزرگ که ممکن است همراه با کرنشهای بزرگ یا بدون کرنشهای بزرگ باشد. مهمترین خصوصیت آنها تغییر جهت جریان انرزی است.

ج) کرنشهای بزرگ

۴-۳-۲-۲- اثرات ثانویه

که شامل اثر $P-\Delta$ و اثر Stress-Stiffening می‌باشد.در حالاتی که بار محوری سنگین باشد یا تغییرشکلهای بزرگ در سازه اتفاق بیافتد اتر $P-\Delta$ باید در نظر گرفته شود.

اثر Stress-Stiffening عکس اثر $P-\Delta$ است و با خودش کاهش لنگر یا نیروی مقطع را به همراه می‌آورد.

۴-۳-۲-۳- ماده غیرخطی

در این حالت خواص غیر خطی در مدل، ناشی از ویژگیهای غیرخطی ماده است. مثلاً قطعه‌ای که در اثر بارگذاری از حد تسلیم می‌گذرد و وارد ناحیه پلاستیک می‌شود. که به سه حالت سخت شونده ، پلاستیک کامل و نرم شونده تقسیم می‌شود.

فرق آنالیز غیرخطی در این حالت با آنالیز خطی در این است که در آنالیز خطی مسیر مینیمم انرژی را طی می‌کنیم، ولی انرزی بینهایت است اما در آنالیز غیرخطی باز توزیع انرژی را اجازه می‌دهیم و به همین جهت یک آنالیز تکراری است.

عوامل دیگری مانند خزش و.... نیز باعث غیرخطی شدن آنالیز می‌شوند که در اینجا مورد بحث قرار نمی‌گیرند.

۴-۳-۳- روش تخصیص مفصل پلاستیک

اساس این روش بر ایجاد مفصل پلاستیک در طول المانهای الاستیک استوار است . در بخشی از طول المان که احتمال می رود به مقاومت پلاستیک خود برسد یک مفصل پلاستیک اختصاص داده می شود .البته محل تشکیل اولین مفصل پلاستیک را می توان با تحلیل های خطی پیش بینی نمود . محل تشکیل دیگر مفاصل پلاستیک با تعقیب گام به گام نیروهای داخلی ، در طول تحلیل غیر خطی مشخص می شود . یک مفصل پلاستیک ، رابطه غیر خطی نیرو - تغییر شکل را برای یک مقطع مشخص ، تعریف می کند .

۴-۳-۴-آنالیز استاتیکی غیر خطی (Push Over)

در روش تحلیل استاتیکی غیر خطی ، عملکرد سازه تنها در وضعیت حداکثر پاسخ سازه تحت زلزله طرح ، ارزیابی می گردد . برای رسیدن به این وضعیت ، ابتدا برش پایه سازه در برابر جابجایی یک نقطه از سازه تعیین می گردد .

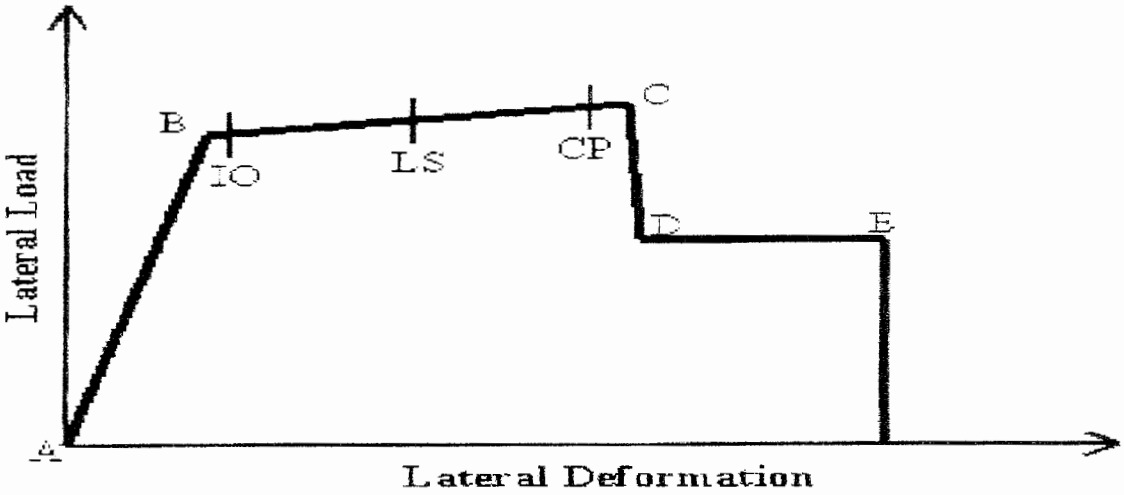
این رابطه به صورت یک منحنی با عنوان منحنی ظرفیت یا منحنی بار افزون (پوش آور) نامیده شده و تحلیل استاتیکی مربوطه را تحلیل بار افزون یا تحلیل پوش آور می گویند .بعد از تعیین منحنی ظرفیت ، نقطه ای بر روی منحنی ظرفیت تعیین می گردد که با جابجایی نیاز طرح سازگار می باشد . نقطه مذکور را نقطه عملکرد و جابجایی متناظر با آنرا جابجایی نیاز یا هدف می نامند .

نقطه عملکرد بیانگر شرایطی است که در آن ، ظرفیت لرزه ای سازه برابر با نیاز لرزه ای تحمیل شده به سازه تحت یک زمین لرزه مشخص باشد . به عبارت بهتر نقطه عملکرد ، نقطه توقف سازه در طول منحنی ظرفیت سازه است . جابجایی نیاز یا هدف ، حداکثر جابجایی را تحت اثر زلزله طرح یا هر زلزله بکار رفته در تحلیل استاتیکی غیر خطی نشان می دهد . هدف از انجام تحلیل استاتیکی غیر خطی ، تعیین پاسخ سازه در نقطه عملکرد و جابجایی نیاز می باشد .

با استفاده از تحلیل Push Over می‌توان یک رابطه غیرخطی نیرو- تغییرمکان برای سیستم چند درجه آزادی تهیه نمود. نتایج این تحلیل در مقایسه با تحلیل دینامیکی غیرخطی برای سازه‌های (پلها) منظم و در مورد مشخصه اصلی پاسخ لرزه‌ای بسیار دقیق می‌باشد. برای پلهای نامنظم نیز این روش حداقل می‌تواند نقاط ضعف پل را مشخص نماید. این روش تخمین منطقی معتبری از تقاضای لرزه‌ای کلی و برای اهداف کاربردی و عملی می‌باشد.

در این پایان‌نامه جهت معرفی خصوصیات مفاصل پلاستیک از جدول شماره ۶-۷ دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ، که از سوی سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور در ۱۳۸۱ منتشر شده است استفاده گردید.

برای تحلیل قابل ذکر است که اول نیروی ثقلی به صورت Gravity اعمال سپس تغییر مکان در جهت عرضی پل در وسط دهانه قوسی اعمال شده است، چون سازه کاملاً متقارن است. نتایج تحلیل طبق شکل (۴-۱) است.



شکل ۴-۱- منحنی آنالیز Push over

۴-۳-۵- تحلیل دینامیکی غیر خطی

کاملترین و دقیق ترین روش برای تعیین میزان آسیب های سازه ای تحت یک زلزله معین ، استفاده از تحلیل دینامیکی یا تاریخچه زمانی غیر خطی است .

در واقع پایه اصلی روشهای موجود تحلیل غیر خطی ، تحلیل دینامیکی یا تاریخچه زمانی غیر خطی است . در حال حاضر برای کاربردهای عملی بسیار پیچیده و وقتگیر است زیرا نتیجه حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی ، یک الگوی جابجایی افقی پیچیده متغیر با زمان است . لذا کنترل این حرکات در هر گام زمانی به منظور ارزیابی عملکرد لرزه ای سازه غیر عملی است .

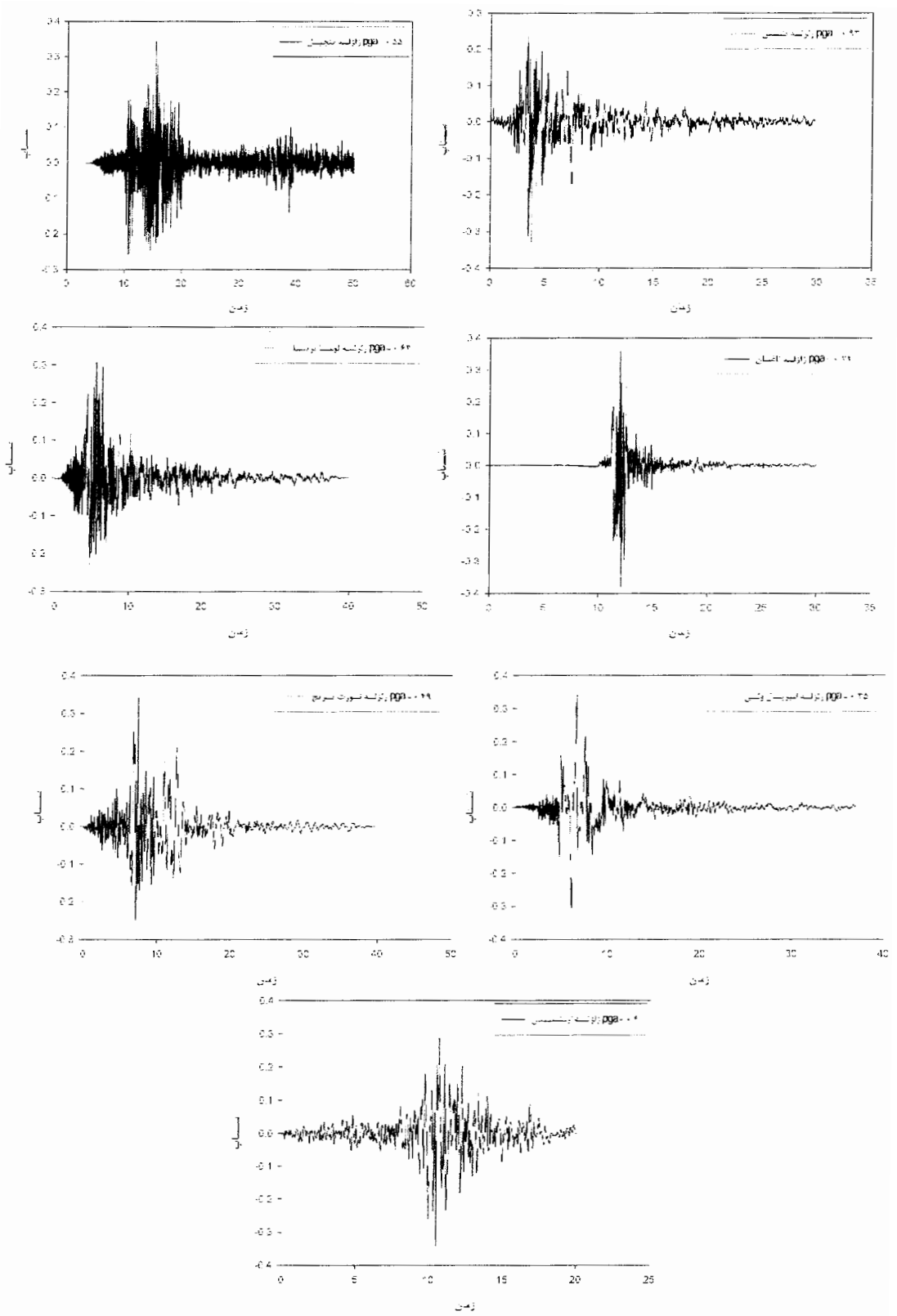
جهت انجام تحلیل های دینامیکی غیر خطی تاریخچه زمانی از هفت شتاب نگاشت استفاده گردیده است. شتابنگاشت ها شامل زلزله طبس، منجیل، ناغان، لوماپریتا، امپریال ولی، نورث تریج و ارمنستان می باشند جدول (۴-۱) . تمامی شتابنگاشتها به مقیاس ۰/۳۵g همپایه شده اند که تاریخچه زمانی آنها به ترتیب در شکل (۴-۲) نشان داده شده است.

سه شتاب نگاشت ایرانی و شتاب نگاشت ارمنستان سازگار با گسل های ایران می باشند و شتاب نگاشتهای آمریکایی در بیشتر تحقیقات مورد استفاده قرار می گیرند و ملاکی برای کنترل نتایج می باشند. روش تحلیل های دینامیکی به روش بتای نیو مارک،، شتاب متوسط،، بوده است .

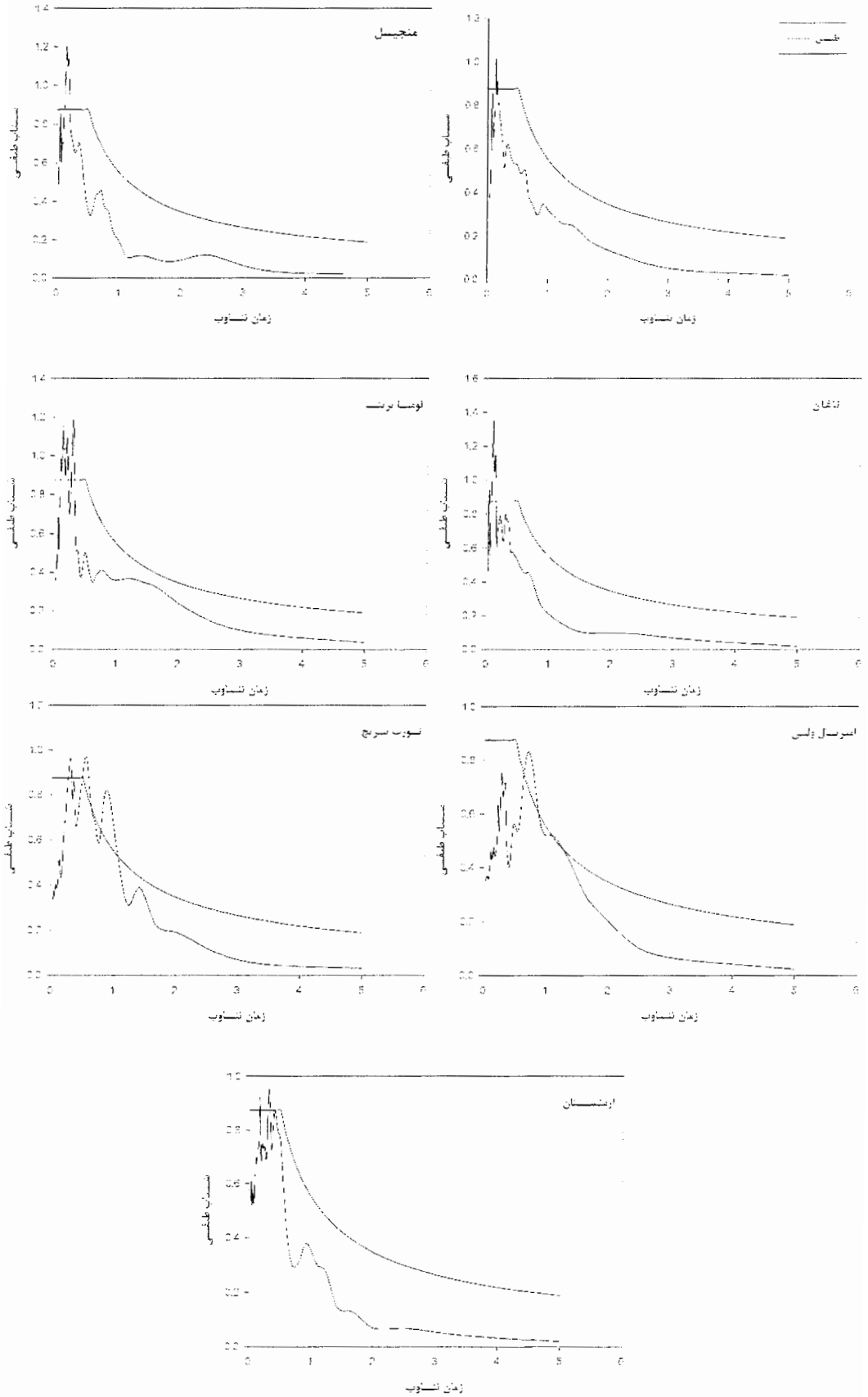
با دقت در محتوای فرکانسی طیفهای حاصل از این شتاب نگاشتها شکلهای (۳-۴) که بر اساس سیستم یک درجه آزادی حاصل گردیده اند ، می توان شرایط تشدید را در مود های مختلف سازه مورد بررسی قرار داد .

جدول ۴-۱- خصوصیات شتابنگاشتهای مورد استفاده

محل وقوع		تاریخ وقوع (شمسی)	حداکثر شتاب زمین(g)
ایران	طبس	۱۳۵۷	۰/۹۳
ایران	منجیل	۱۳۶۹	۰/۷۵
ایران	ناغان	۱۳۵۶	۰/۷۲
آمریکا	لوماپریتا	۱۳۶۸	۰/۶۳
آمریکا	امپریال ولی	۱۳۱۹	۰/۳۵
آمریکا	نورث تریج	۱۳۷۳	۰/۴۹
ارمنستان	ارمنستان	۱۳۸۰	۰/۴



شکل ۴-۲- شتابنگاشت های مقیاس شده مورد استفاده



شکل ۴-۳- طیف پاسخ شتابنگاشت های مقیاس شده و مقایسه با طیف طرح خاک تیپ Π

۴-۴- ارزیابی بر اساس عملکرد با استفاده از تحلیل بار افزون

۴-۴-۱- رفتار یا عملکرد هدف

سطح عملکرد رفتاری لرزه ای مورد نظر از سازه که معمولا با تعیین ماکزیمم خرابی مجاز سازه ای و غیر سازه ای برای سطح مشخصی از خطر لرزه ای بیان می شود [۱۱].

۴-۴-۲- ارزیابی تراز عملکردی مورد نظر

ارزیابی عملکرد هدف اصلی این بخش است. یک عملکرد هنگامی که ضوابط از پیش تعیین شده ای را ارضاء کند رضایت بخش در نظر گرفته می شود.

در ابتدا به صورت خلاصه به ترازهای عملکردی آیین نامه های مختلف در جدول (۳- ۲) اشاره شده و سپس به تفصیل روش ارائه شده در دانشگاه کالیفرنیا می پردازد [۱۱].

جدول ۴-۲- تراز عملکردی مختلف در آیین نامه های مختلف

نام	تراز عملکردی در ATC ۴۰& Fema ۲۷۳	تراز عملکردی در دستورالعمل بهسازی
sp_1	Immediate Occupancy	قابلیت استفاده بی وقفه
sp_2	Damag Control	خرابی محدود
sp_3	Life Safety	ایمنی جانی
sp_4	Limited Safety	ایمنی جانی محدود
sp_5	Structural Stability	آستانه فرو ریزش
sp_6	Not Considered	لحاظ نشده

• تعاریف سطوح عملکردی مختلف در سه آیین نامه فوق:

الف- sp_1 : که معادل با سطح قابلیت استفاده بی وقفه (IO) میباشد. صدمات سازه بعد از زلزله در سطح خیلی محدود اتفاق می افتد و اجزای اصلی سیستم مقاوم جانبی و قائم به مشخصات و ظرفیت های قبل از زلزله بسیار نزدیک هستند و در حقیقت مقاومت و سختی اجزای سازه تغییر قابل توجهی پیدا نکند و امکان استفاده بی وقفه از آن امکان پذیر باشد.

ب- sp_2 : که معادل با سطح خرابی محدود (Control or limited damage) است. این تراز بطور واقعی وجود ندارد برخی از اثرات زلزله بین دو تراز IO و LS وجود دارد و تغییر میکند در

این تراز خرابی در سازه به میزان محدود ایجاد می شود و پس از زلزله با انجام تعمیرات ادامه بهره برداری میسر میباشد. بعنوان مثال حفاظت از پلهای تاریخی و باستانی.

ج- sp_3 : که معادل با ایمنی جانی است این تراز نیز مشخص نمی باشد بلکه حالتی بین sp_3 و sp_5 است. در این تراز خسارت جانی به صورت حداقل وجود دارد. معمولا اجزای غیرسازه ای در این محدوده قرار می گیرند.

د- sp_4 :که معادل با ایمنی محدود (Limited safety) میباشد. این تراز نیز مشخص نمی باشد بلکه حالتی بین sp_3 وsp_5 است. در این تراز خسارات جانی به صورت حداقل وجود دارد. معمولا اجزای غیرسازه ای در این محدوده قرار می گیرند.

ه- sp_5 :که معادل با آستانه فرو ریزش (Structural stability) میباشد. در این سطح صدماتی کلی یا جزئی به سیستم سازه ای وارد می شود و سازه در آستانه فرو پاشی قرار می گیرد اما هنوز پایدار است. در حقیقت کاهش سختی و مقاومت زیاد در سیستم مقاوم جانبی دیده می شود ولی سیستم مقاوم باربر قائم هنوز پایداری خود را حفظ کرده است خسارات اصولا قابل تعمیر به لحاظ تکنیکی نیستند.

و- sp_6 : که معادل با سطح لحاظ نشده (Not considered) است در حقیقت این سطح یک تراز عملکردی نمی باشد بلکه بیانگر وضعی است که سطح عملکردی خاصی در نظر گرفته نشده باشد.

۴-۴-۳- سطح خطر زلزله

- SE : زلزله سطح بهره برداری (Serviceability Earthquake)، زلزله با ۵٪ احتمال وقوع در پنجاه سال است که دوره بازگشتی حدود ۷۰ سال دارد. این تراز در دستورالعمل بهسازی وجود ندارد.

- DBE: (Design Earthquake) ، زلزله ای با احتمال وقوع ۱۰٪ در پنجاه سال است که دوره بازگشتی حدود ۴۷۵ سال دارد. در دستورالعمل بهسازی این زلزله سطح خطر ۱ نامیده میشود.

- ME یا MPE : ماکزیمم زلزله (Maximum Earthquake) ، زلزله ای با احتمال ۲٪ در ۵۰ سال است که معادل با دوره بازگشت ۲۴۷۵ سال است. این سطح در دستورالعمل بهسازی سطح خطر ۲ نامیده میشود [۱۱]

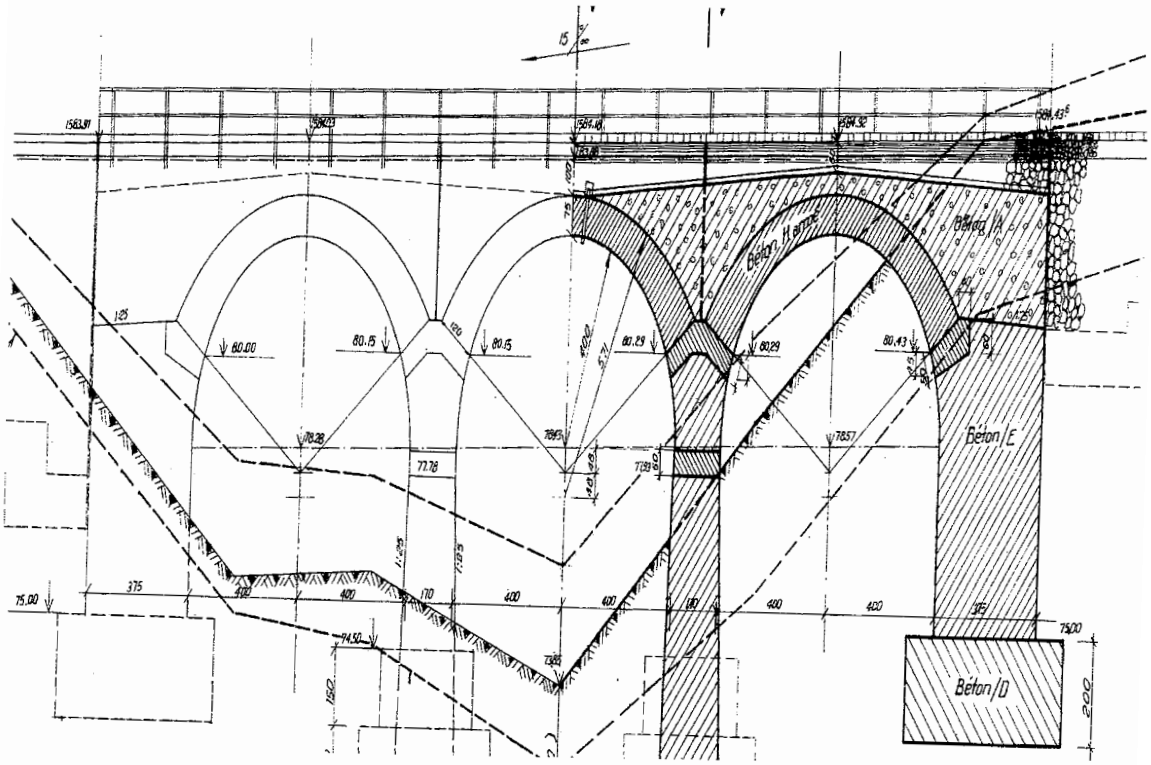
۴-۵- معرفی برنامه کامپیوتری مورد استفاده در تحلیل

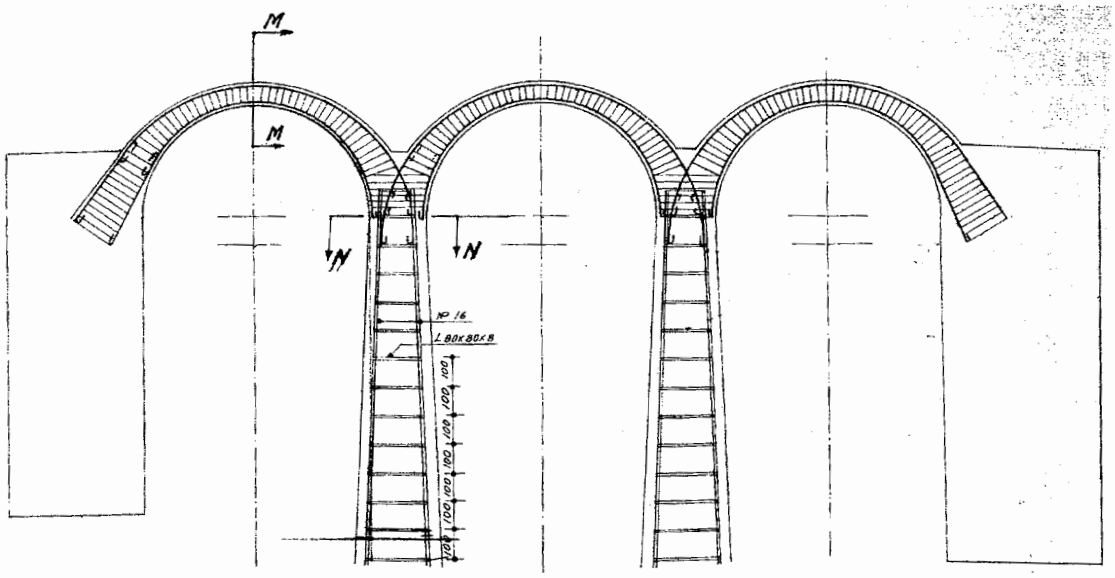
در این پروژه برای انواع تحلیلهای انجام گرفته از نرم‌افزار کامپیوتری SAP ۲۰۰۰ نگارش ۹,۱۶ استفاده شد. برنامه تحلیل سازه SAP یکی از اولین برنامه‌های کامپیوتری در زمینه مهندسی سازه است که از اوایل دهه ۷۰ میلادی عرضه شده است، SAP۲۰۰۰ پیچیده‌ترین و کاربرپسندترین نسخه از مجموعه برنامه‌های کامپیوتری SAP است. این برنامه، رابط گرافیکی توانمندی را به نمایش می‌گذارد که آن را نمی‌توان با واژه بهره‌وری و کاربری آسان توصیف کرد. به کمک این رابط گرافیکی می‌توان تمامی کارهای مدلسازی، اصلاح مدل، تحلیل، کنترل و بهینه‌سازی طراحی را انجام داد. نمایش گرافیکی نتایج شامل نمایش واقعی تغییر مکانهای تاریخچه زمانی به آسانی امکانپذیر است.

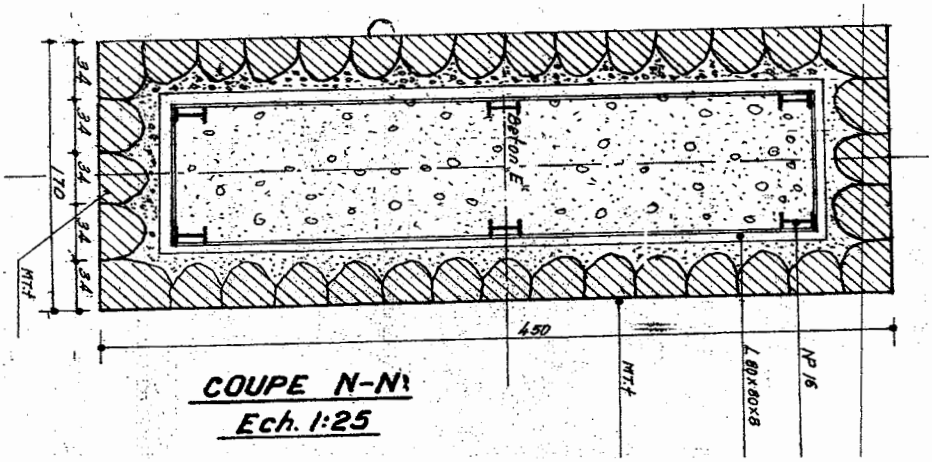
از توانائیها و امکانات دیگری که در این نرم‌افزار وجود دارد، توانائیهایی همچون روشهای سریع حل معادله، بارگذاری نیرو و تغییر مکان، المانهای غیر منشوری، المانهای بسیار دقیق پوسته، تحلیل دینامیکی به روش ویژه و Ritz، دستگاههای مختلف چندگانه برای هندسه نامتقارن، گزینه‌های بسیار مختلف وابستگیهای درجات آزادی، توانایی ادغام کردن شبکه‌های مستقل تعریف شده، سختی فنر ۶ در ۶ کاملاً وابسته و گزینه ترکیب یا پوش تحلیلهای دینامیکی چندگانه در یک اجرا و همچنین این برنامه مجموعه کاملی از المانهای محدود و گزینه‌های تحلیل تاریخچه زمانی را ارائه می‌کند، نسخه SAP ۲۰۰۰ Nonlinear با افزودن المان رابط غیر خطی دینامیکی برای درزها، قلابها، جداسازها، میراگرها، مفصلها و غیره توانائیهای این نرم‌افزار را افزایش می‌دهد. این المان رابط غیرخطی (Nllink) به کاربر امکان می‌دهد تا رفتار دینامیکی هر چیزی را از جمله نشیمنگاههای ارتجاعی پلها را مدلسازی کند، همچنین این نسخه توانایی تحلیل رانشی (pushover) استاتیکی غیر خطی را برای طراحی سازه‌ها براساس عملکرد فراهم می‌کند. این نرم‌افزار دارای مترجم‌هایی است که امکان برقراری ارتباط با نرم‌افزارهای CAD و نرم‌افزارهای دیگر اجزای محدود را میسر کرده است.

نهایتاً می‌توان گفت برنامه SAP ۲۰۰۰ به این روشهای عددی پیچیده، رابط کاملاً گرافیکی و بسیار آسانی را در ارتباط با تواناییهای قدرتمند طراحی افزوده است

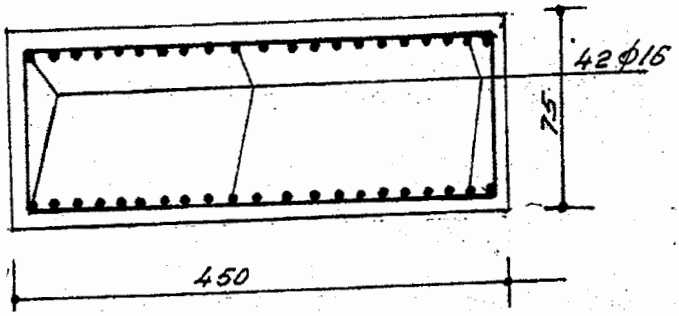
۴-۶- معرفی پل


Béton/A
Béton/E
Béton/D
60.00
80.15
80.29
80.43
78.28
77.78
74.50
75.00
375
400
110
200

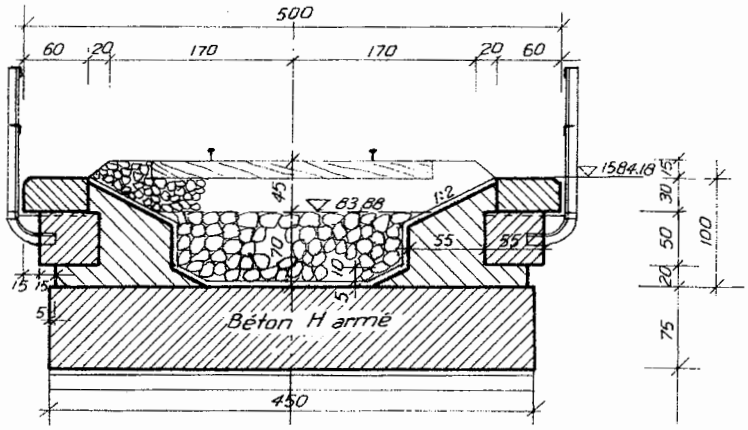

M
N
No 16
L 80x80x8



COUPE M-M



COUPE A-A
1:50



شکل ۴-۴- هندسه عرشه پل

فصل پنجم

ارائه نتایج و بررسی آن

۵-۱- مقدمه

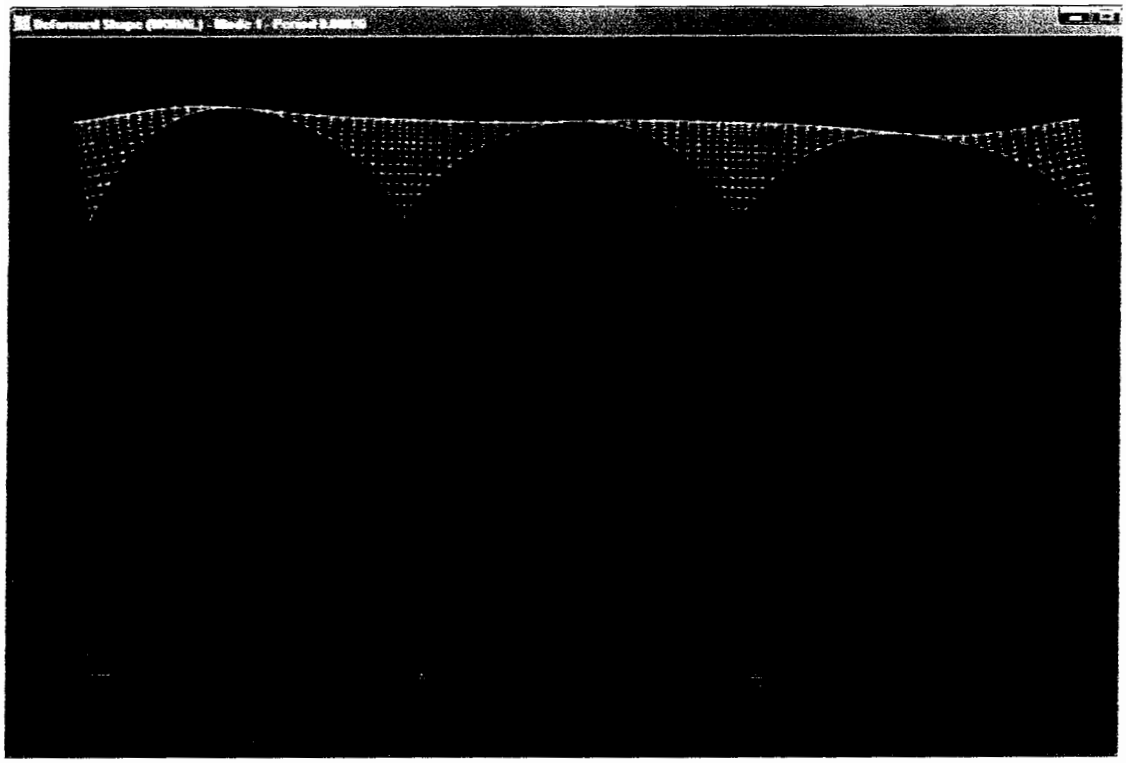
در این فصل نتایج آنالیزهای انجام شده برروی مدل و نکات مربوط به هرکدام از آنالیزها ، آورده شده است . سپس ارزیابی سازه ها و تعیین سطوح عملکرد هریک از آنها ، تحت زلزله طرح ، براساس دستورالعمل FEMA۳۵۶ انجام شده است .

۵-۲- نتایج تحلیل مودال

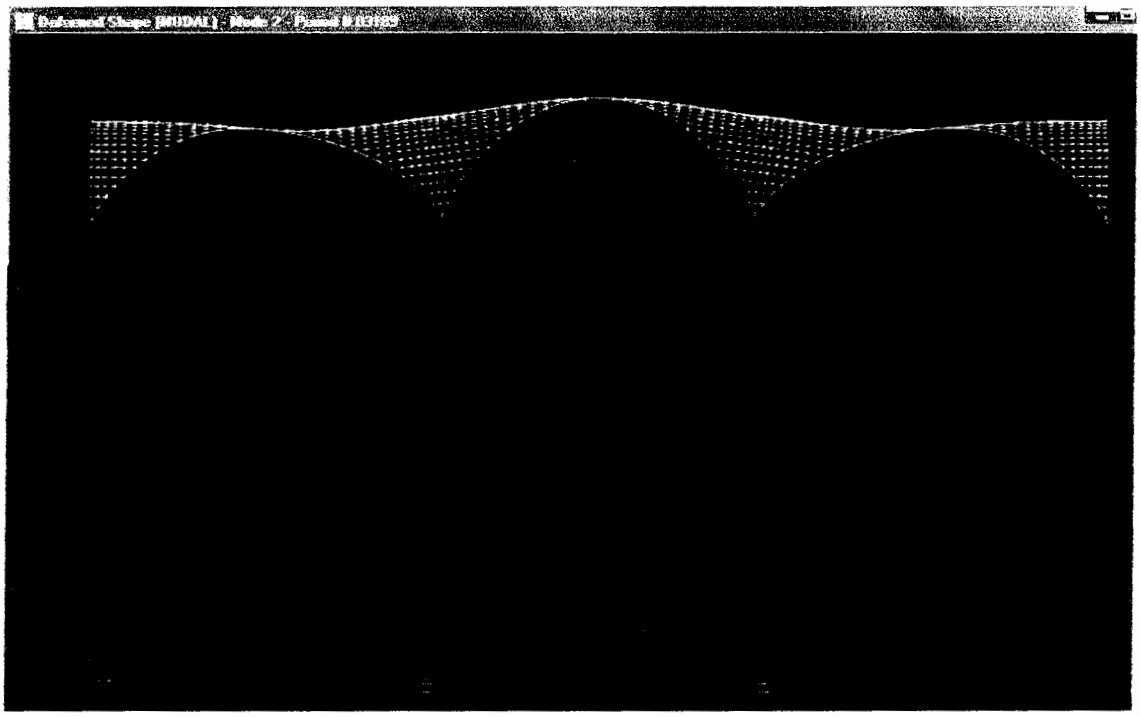
مقدار پریود سازه به همراه درصد مشارکت جرمی در هر یک از مودها ، در جدول ۵-۱ آمده است . همچنین تغییر شکل مودی ایجاد شده نیز در اشکال ۵-۱ تا ۵-۴ ارائه گردیده است .

جدول ۵-۱- درصد مشارکت جرمی مودهای سازه ، تحت آنالیز مودال

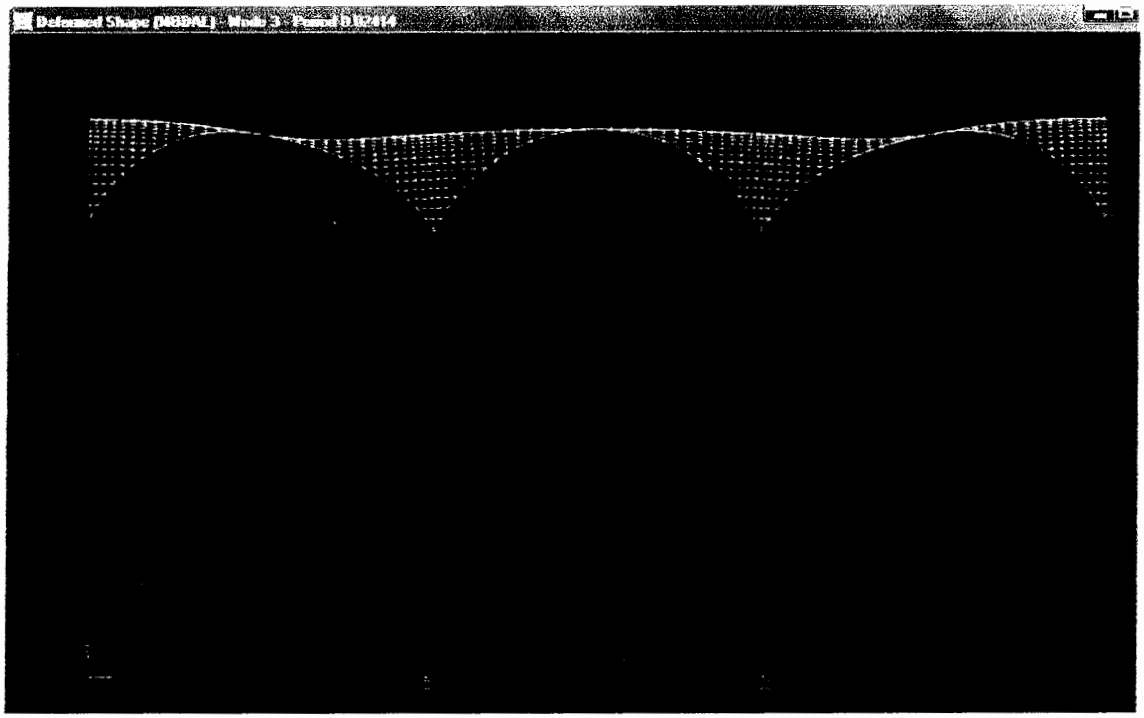
مود	مقدار پریود سازه (s)	UX	UZ	RY	SumUX	SumUZ	SumRY	ModalStiff
۱	۰/۰۸۰۲۶۲	۰,۹۴	۸/۱۸۵E-۱۰	۰/۵۸	۰/۹۴	۸/۱۸۵E-۱۰	۰/۵۸	۶۱۲۸/۲۶
۲	۰/۰۳۱۸۸۶	۲/۳۹۱E-۰۷	۰/۰۶۸۶۵	۰/۰۱۶۶۶	۰/۹۴	۰/۰۶۸	۰/۶	۳۸۸۲۹/۹۹
۳	۰/۰۲۴۱۳۷	۳/۱۵۹E-۰۷	۰/۷۶	۰/۱۹	۰/۹۴	۰/۸۳	۰/۷۹	۶۷۷۶۰/۵۳
۴	۰/۰۲۳۲۱۲	۰/۰۱۸۱۳	۰/۰۰۰۰۰۶۰۶۲	۰/۰۷۸۳۳	۰/۹۶	۰/۸۳	۰/۸۶	۷۳۲۷۳
۵	۰/۰۱۹۷۹۸	۰/۰۰۳۰۹۴	۲/۶۸۷E-۰۸	۰/۰۰۱۲۶	۰/۹۶	۰/۸۳	۰/۸۶	۱۰۰۷۲۴/۴۲
۶	۰/۰۰۹۸۸۶	۰/۰۱۱۰۳	۰/۰۱۹۳۲	۰/۰۴۷۳۸	۰/۹۷	۰/۸۵	۰/۹۱	۴۰۳۹۴۵/۹۳
۷	۰/۰۰۹۸۸	۰/۰۱۲۱۷	۰/۰۱۷۶۸	۰/۰۰۸۲۶۷	۰/۹۹	۰/۸۷	۰/۹۲	۴۰۴۴۵۱/۲۶
۸	۰/۰۰۸۶۵	۷/۰۲۸E-۱۰	۰/۰۰۰۵۹۱۴	۰/۰۰۰۱۴۵۱	۰/۹۹	۰/۸۷	۰/۹۲	۵۲۷۶۷۷/۶۵
۹	۰/۰۰۶۳۱۴	۳/۷۶۱E-۰۷	۰/۰۸۶۱۵	۰/۰۲۱۵۱	۰/۹۹	۰/۹۶	۰/۹۴	۹۹۰۱۲۹/۹۸
۱۰	۰/۰۰۶۲۴۹	۰/۰۰۴۳۵۹	۰/۰۰۰۰۰۵۷۶۸	۰/۰۳۲۱۲	۰/۹۹	۰/۹۶	۰/۹۷	۱۰۱۰۸۷۴/۸۷
۱۱	۰/۰۰۵۶۴۵	۰/۰۰۰۰۶۱۶۴	۸/۴۱۶E-۰۸	۰/۰۰۲۱۶۹	۰/۹۹	۰/۹۶	۰/۹۸	۱۲۳۸۶۸۲/۱۵
۱۲	۰/۰۰۵۳۸۳	۶/۹۶۳E-۰۷	۰/۰۲۵۹۵	۰/۰۰۶۴۹۷	۰/۹۹	۰/۹۸	۰/۹۸	۱۳۶۲۱۷۶/۶۸



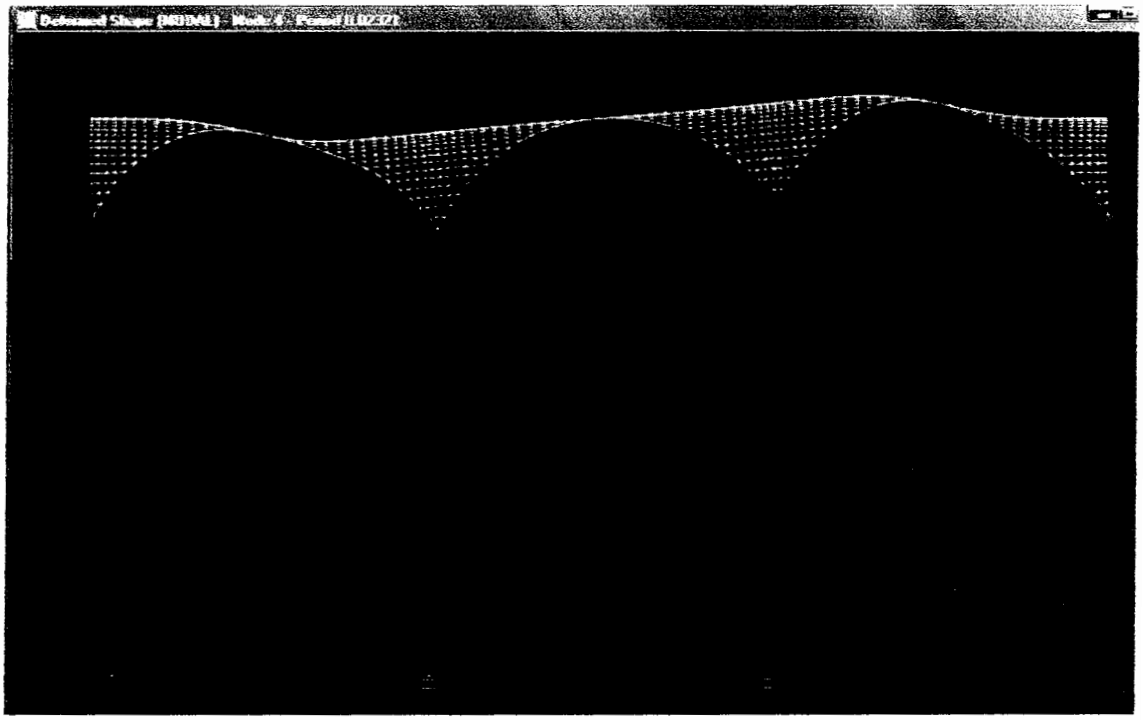
شکل ۵-۱- مود ۱ سازه تحت آنالیز مودال



شکل ۵-۲- مود ۲ سازه تحت آنالیز مودال



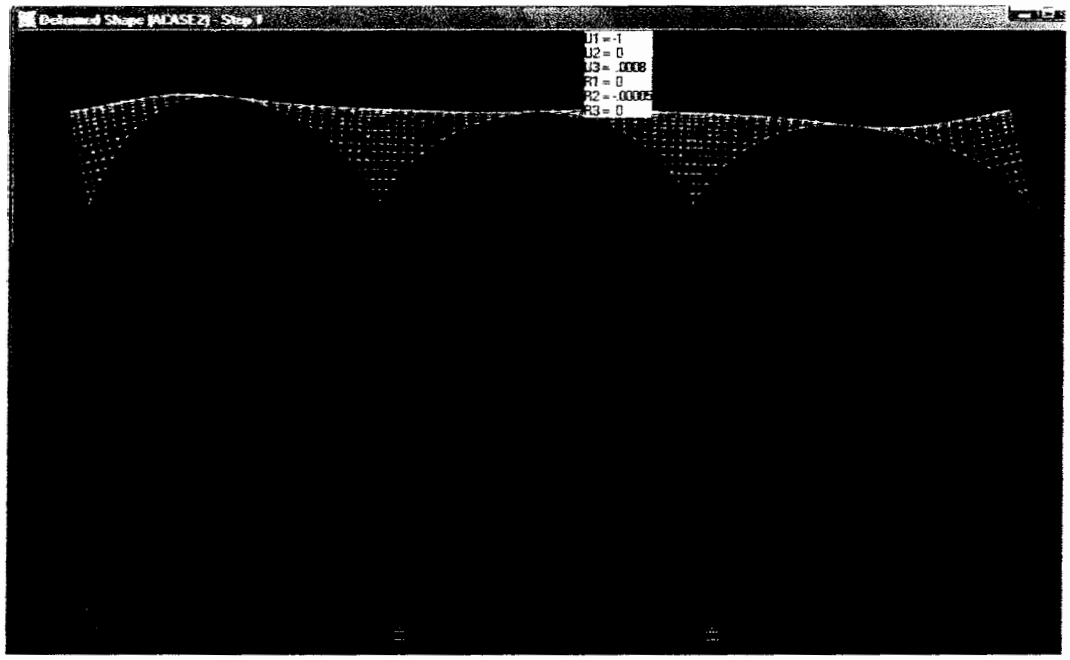
شکل ۵-۳- مود ۳ سازه تحت آنالیز مودال



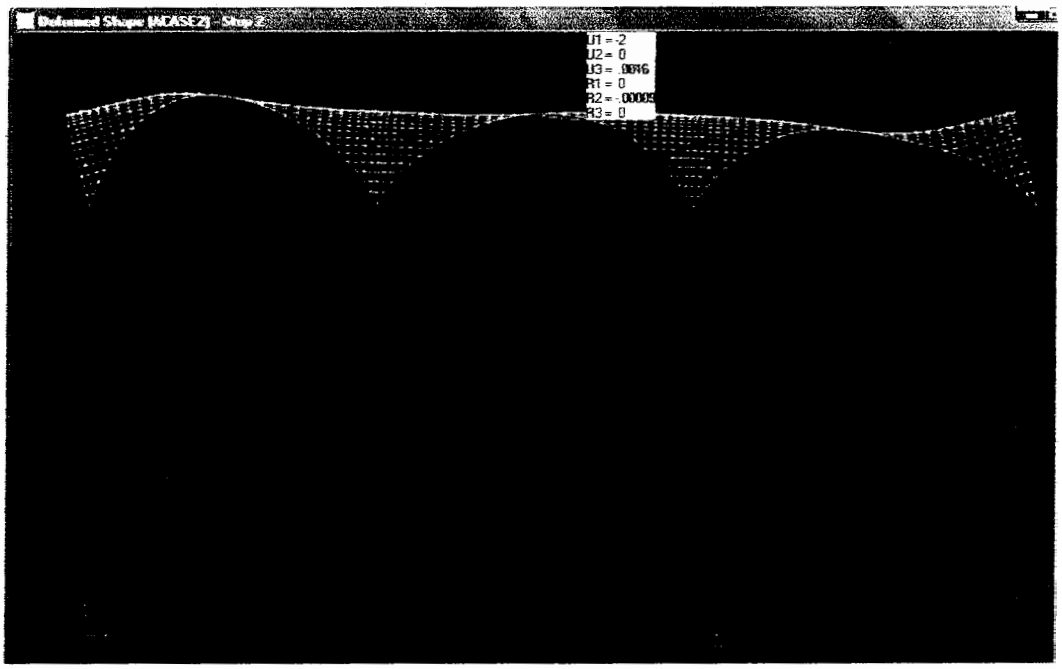
شکل ۵-۴- مود ۴ سازه تحت آنالیز مودال

۵-۳- نتایج تحلیل پوش آور

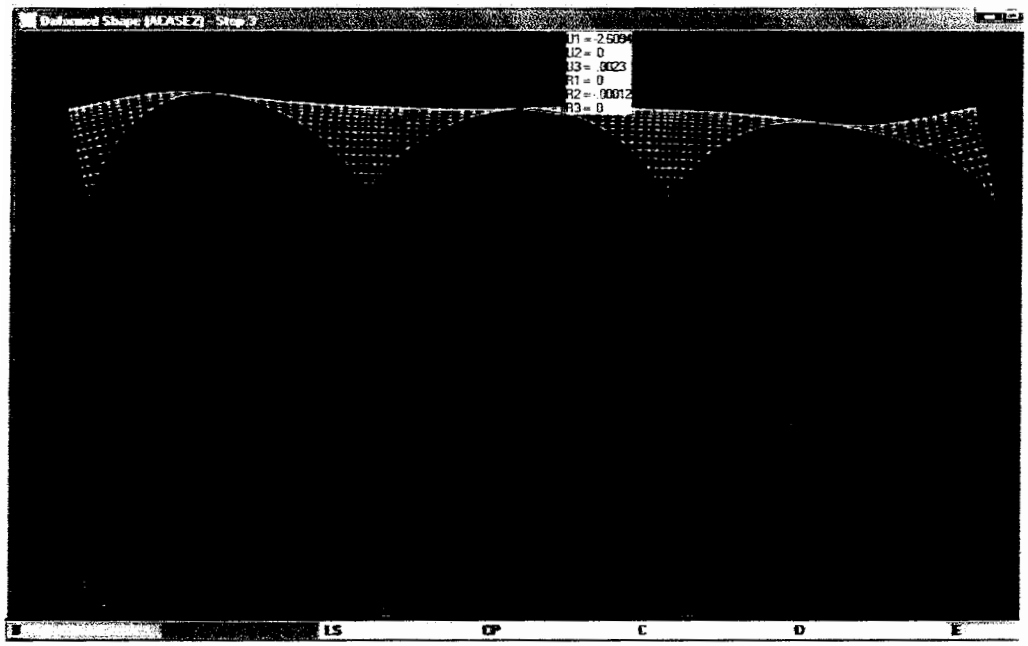
بعد از انجام آنالیز استاتیکی غیر خطی و بررسی گامهای مختلف تحلیل ، مشاهده می شود که سازه تا گام سوم در حالت خطی باقیمانده است . در این گام تغییر مکان حداکثر برابر ۰/۲۶۰۹ میلیمتر می باشد . گام چهارم شروع محدوده ایمنی جانی است . در گام پنجم سازه شروع به فروریزش می نماید و در گام ششم به بعد به سوی انهدام پیش می رود . اشکال مربوطه طی شماره های ۵-۵ تا ۵-۱۰ آمده است .



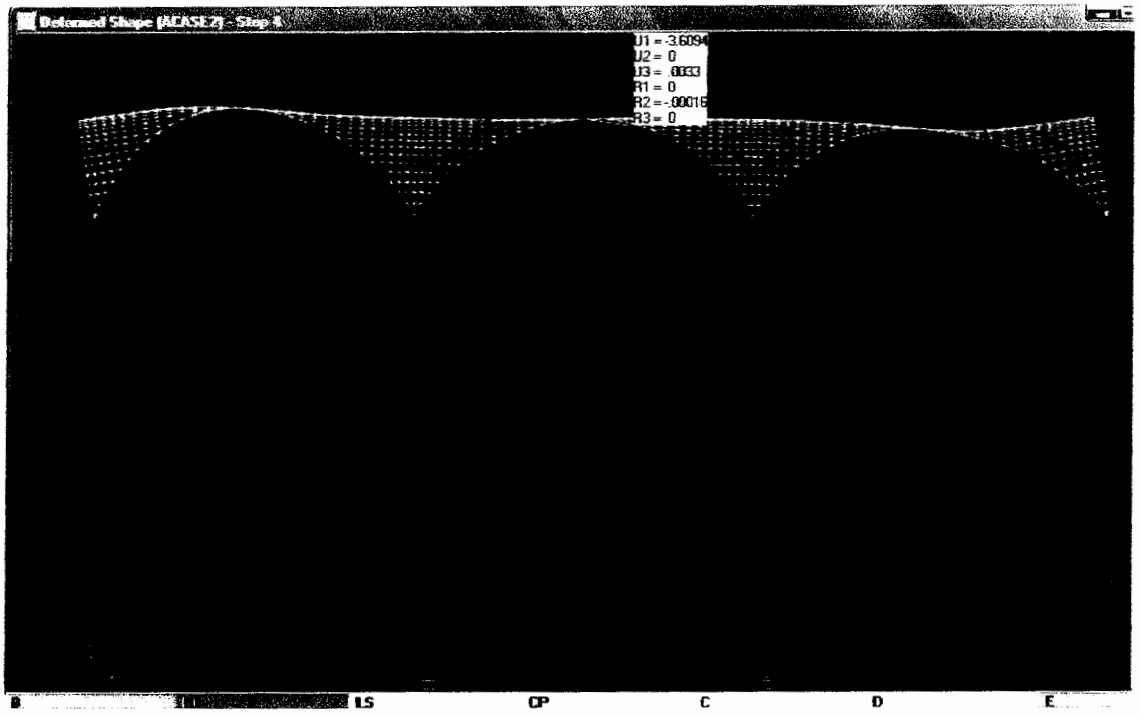
شکل ۵-۵- تغییر مکان و دوران حداکثر در گام ۱ تحت تحلیل پوش آور



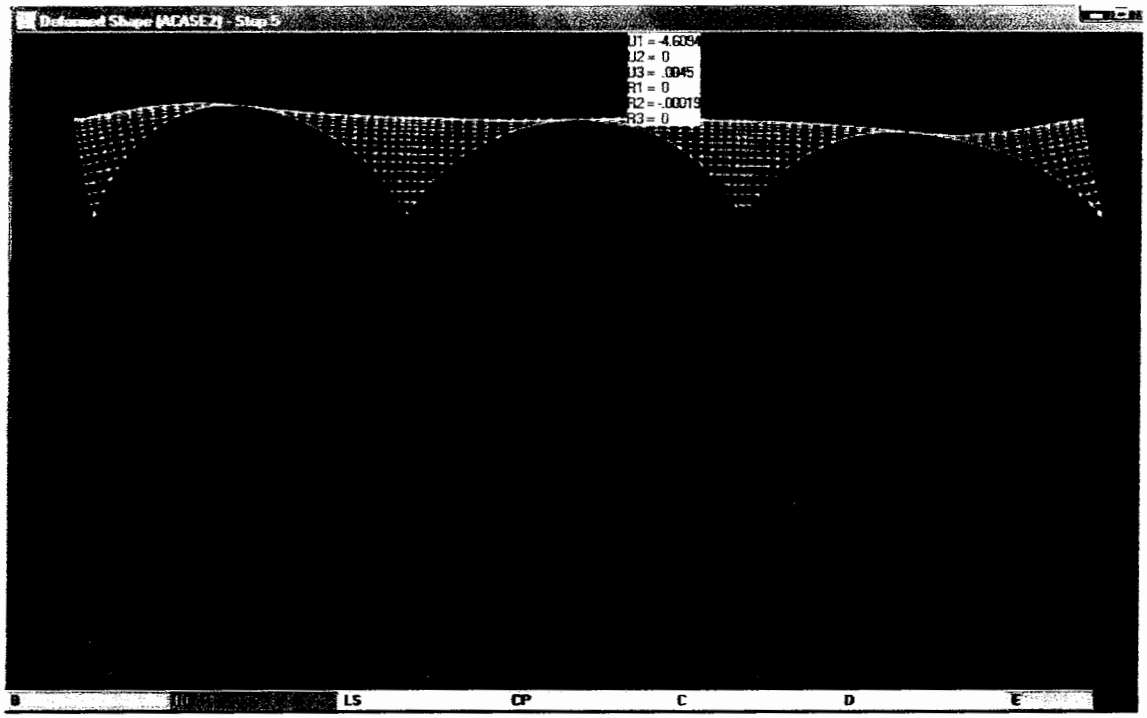
شکل ۵-۶- تغییر مکان و دوران حداکثر در گام ۲ تحت تحلیل پوش آور



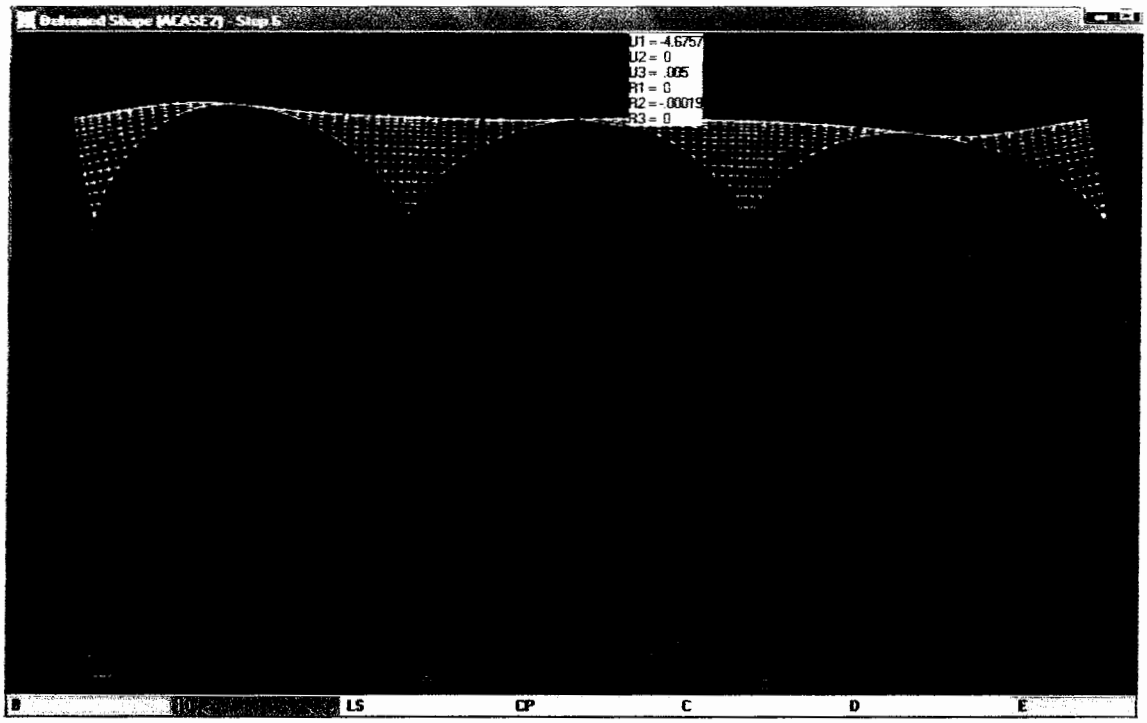
شکل ۵-۷- تغییر مکان و دوران حداکثر در گام ۳ تحت تحلیل پوش آور



شکل ۵-۸- تغییر مکان و دوران حداکثر در گام ۴ تحت تحلیل پوش آور



شکل ۵-۹- تغییر مکان و دوران حداکثر در گام ۵ تحت تحلیل پوش آور

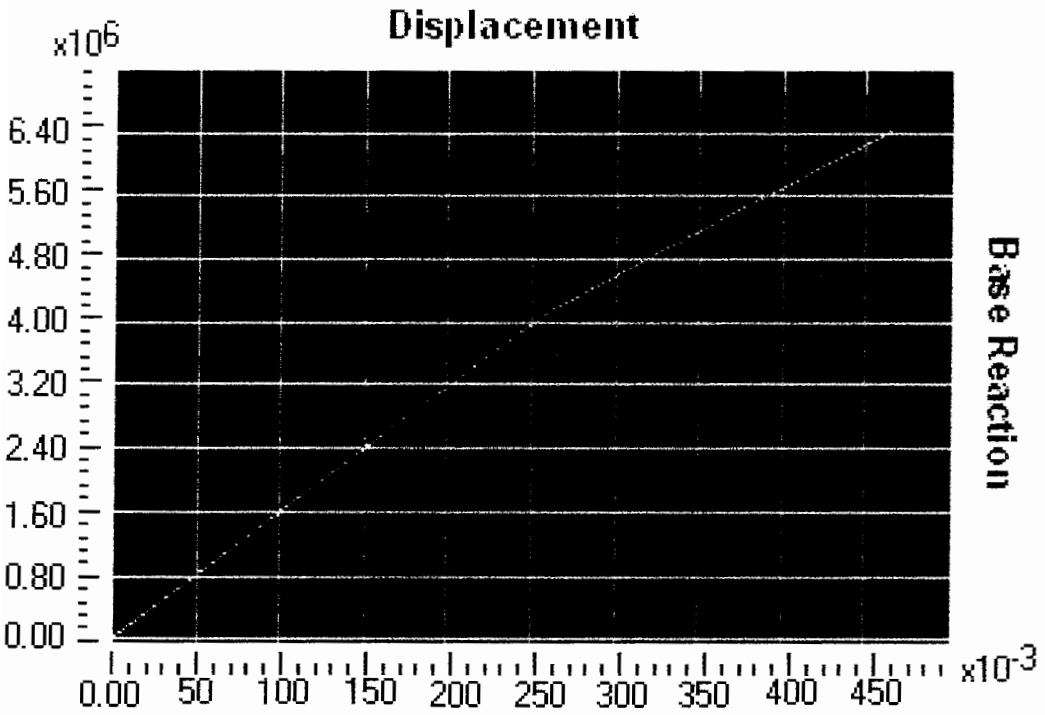


شکل ۵-۱۰- تغییر مکان و دوران حداکثر در گام ۶ تحت تحلیل پوش آور

پس از انجام تحلیل پوش آور ، جدول ۵-۲ که شامل تغییر مکان و برش پایه در هر گام می باشد را به صورت منحنی رسم کرده و آنرا منحنی پوش آور نامیده و سطوح عملکردی را مشخص می نمائیم.

جدول ۵-۲- تغییر مکان و برش پایه در گامهای مختلف آنالیز پوش آور

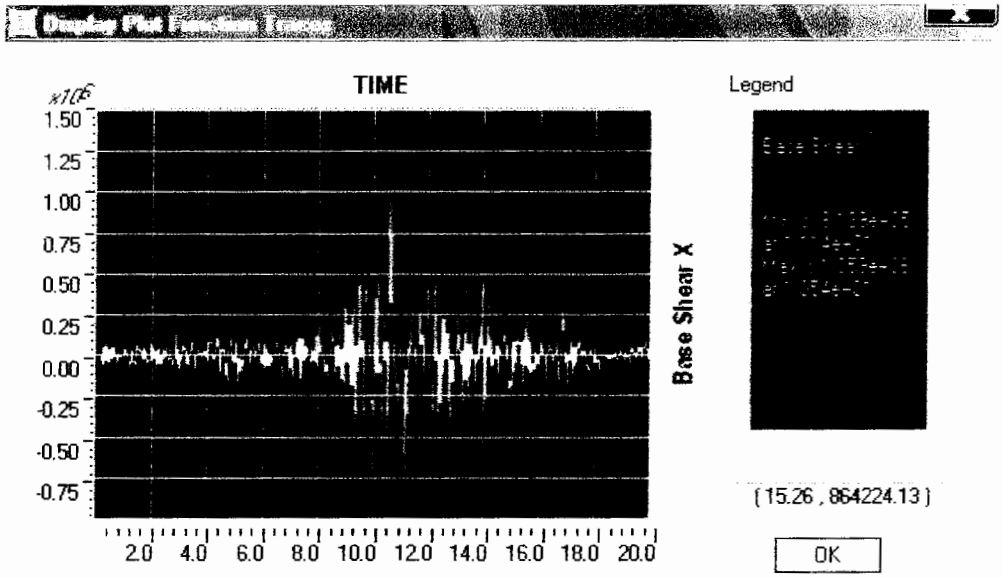
گام	تغییر مکان (cm)	برش پایه (Ton)
۰	۰	۰
۱	۰/۱۰	۱۵۸۷/۸۶
۲	۰/۲۰	۳۱۷۵/۷۱
۳	۰/۲۶۰۹	۴۱۴۳/۳۵
۴	۰/۳۶۰۹	۵۲۶۵/۶۳
۵	۰/۴۶۰۹	۶۳۸۴/۹۳
۶	۰/۴۶۷۶	۶۴۵۸/۸۱



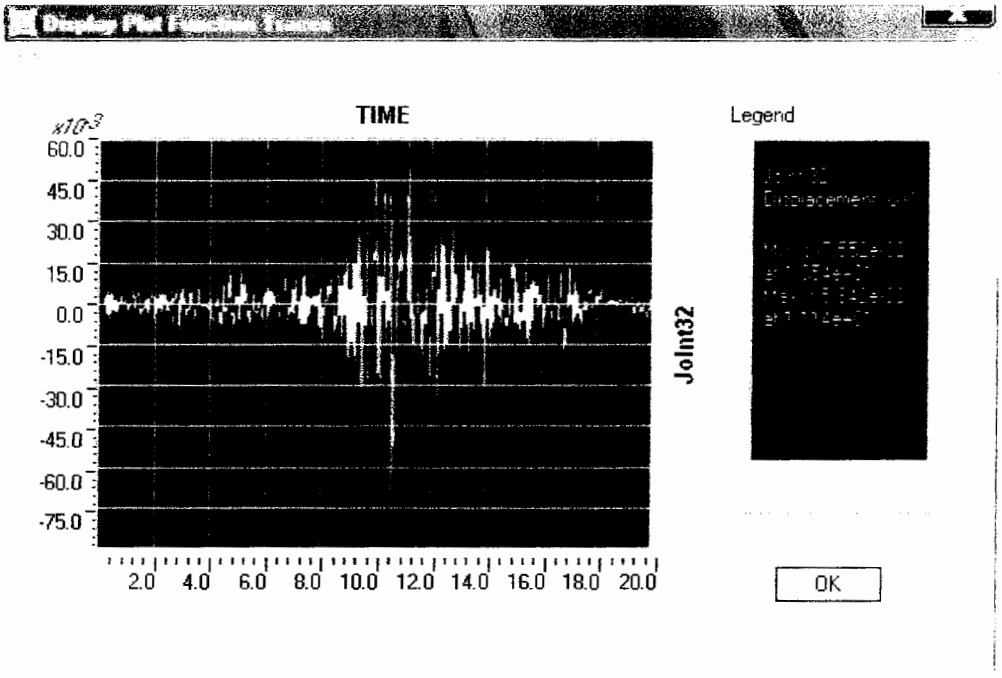
شکل ۵-۱۱- منحنی پوش آور سازه

۵-۴- نتایج تحلیل دینامیکی غیر خطی

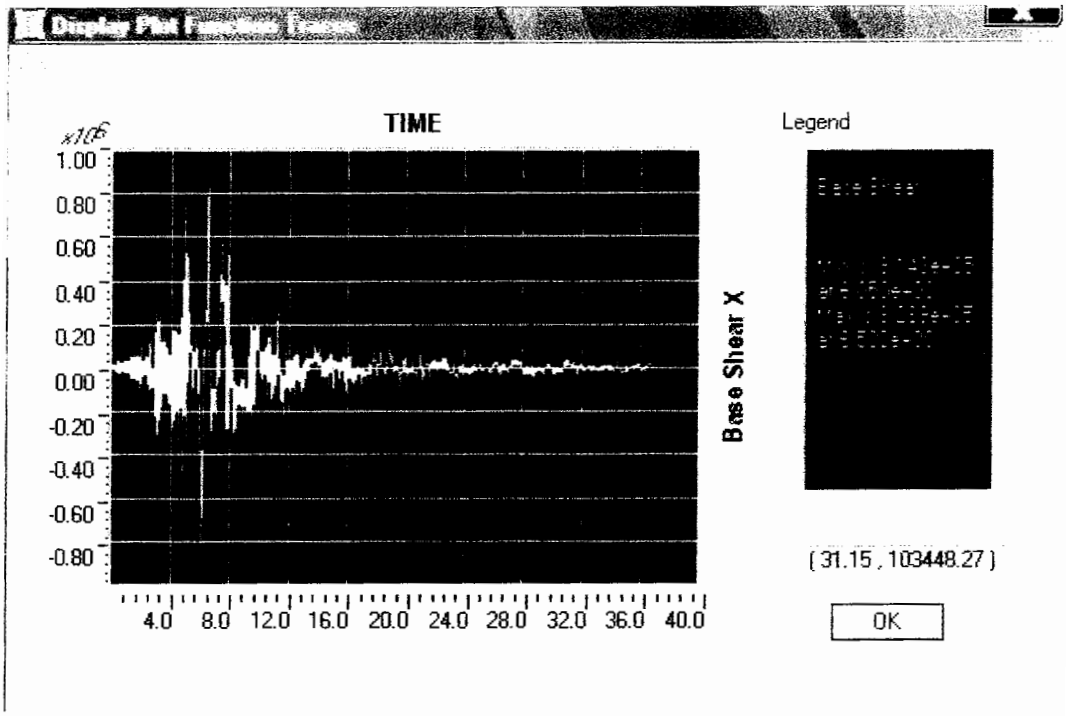
با استفاده از شتاب نگاشتهای معرفی شده در فصل قبل ، سازه را آنالیز دینامیکی غیـر خطـی می نماییم و با توجه به اینکه گره ۳۲ مرکز جرم سازه می باشد مقادیر تغییر مکان و برش مربـوط به هر زلزله را تعیین می نماییم (اشکال ۵-۱۲ تا ۵-۲۵) . سپس مقادیر بدست آمده را در جدول ۵- ۳ خلاصه نموده و متوسط حداکثر آنها راجهت ارزیابی پل مورد بررسی ،محاسبه می کنیم .



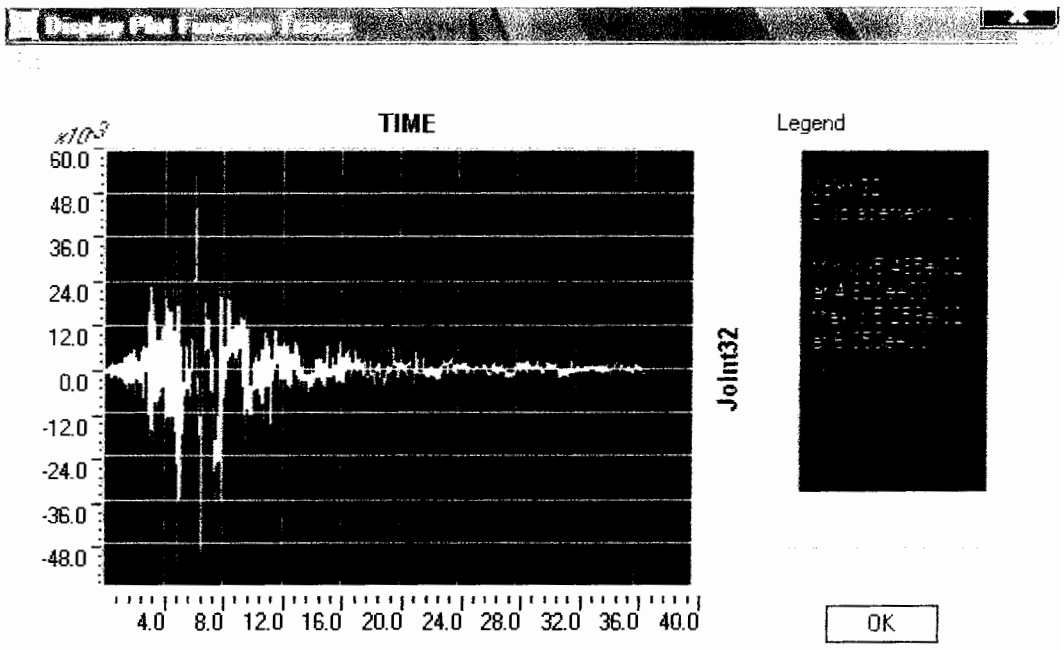
شکل ۵-۱۲- برش سازه تحت زلزله ارمنستان



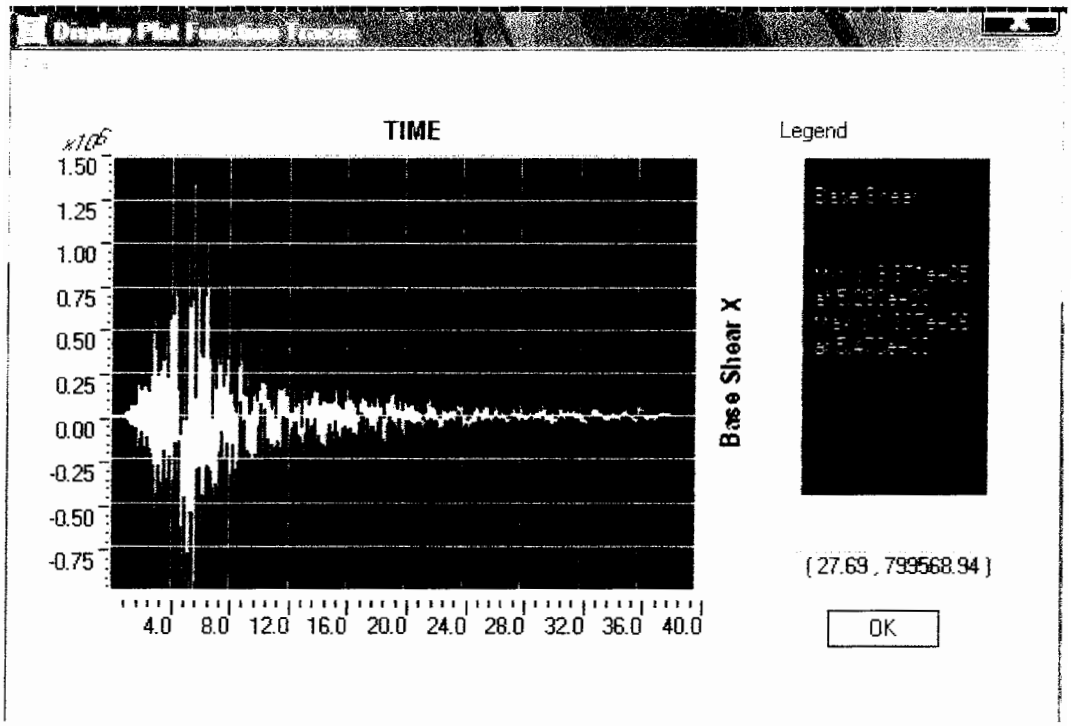
شکل ۵-۱۳- تغییر مکان سازه تحت زلزله ارمنستان



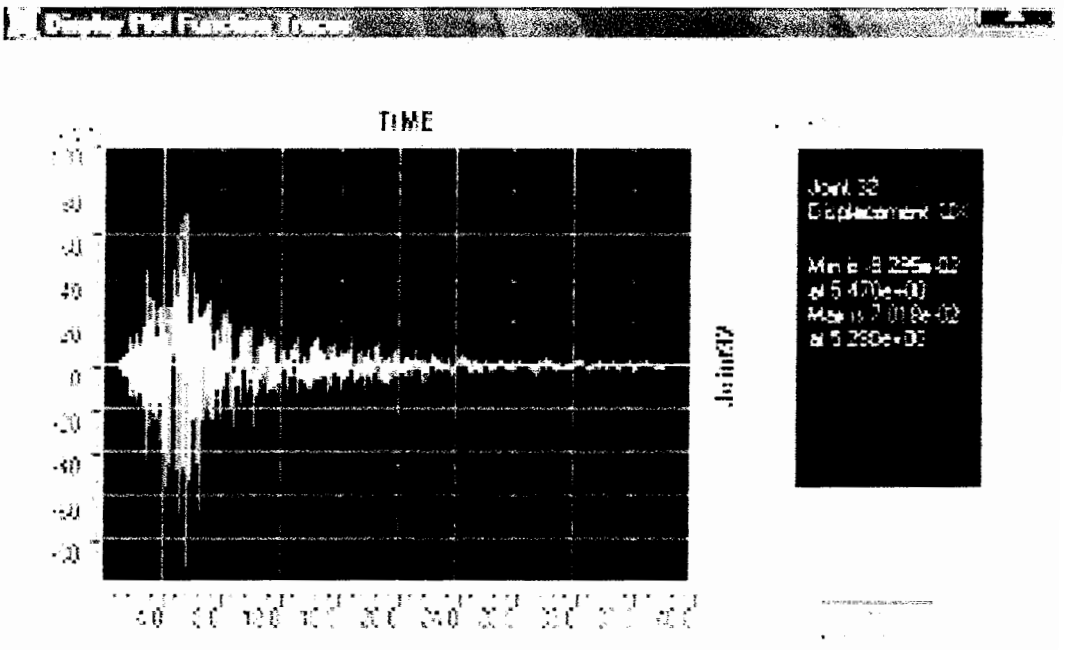
شکل ۵-۱۴- برش سازه تحت زلزله امپریال ولی



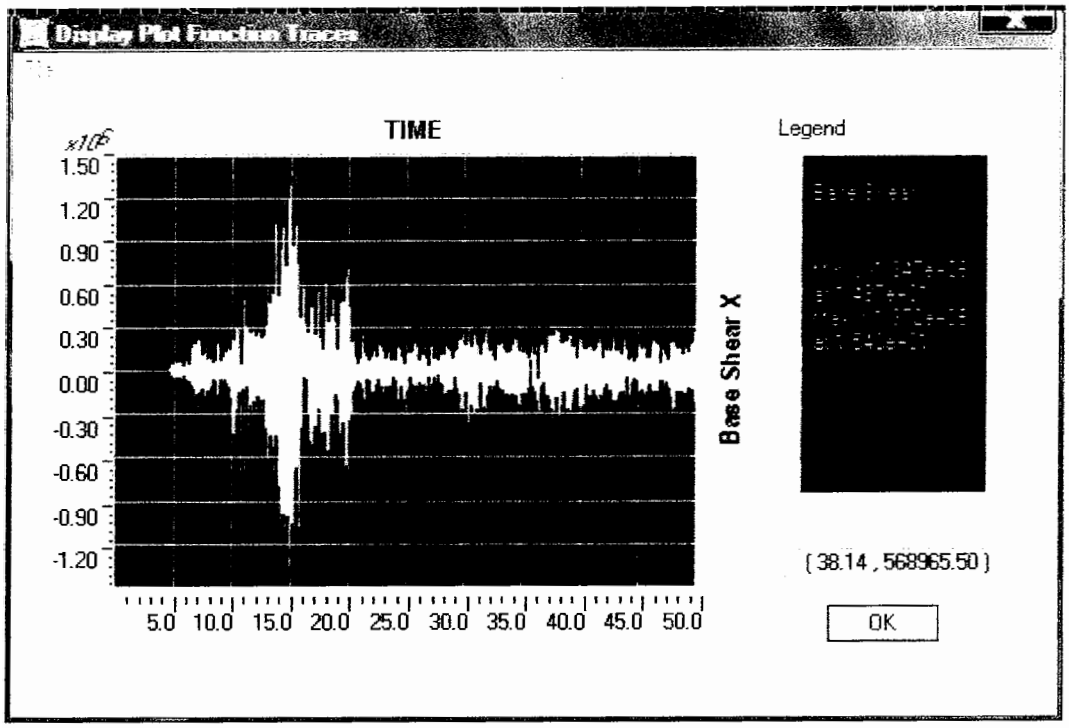
شکل ۵-۱۵- تغییر مکان سازه تحت زلزله امپریال ولی



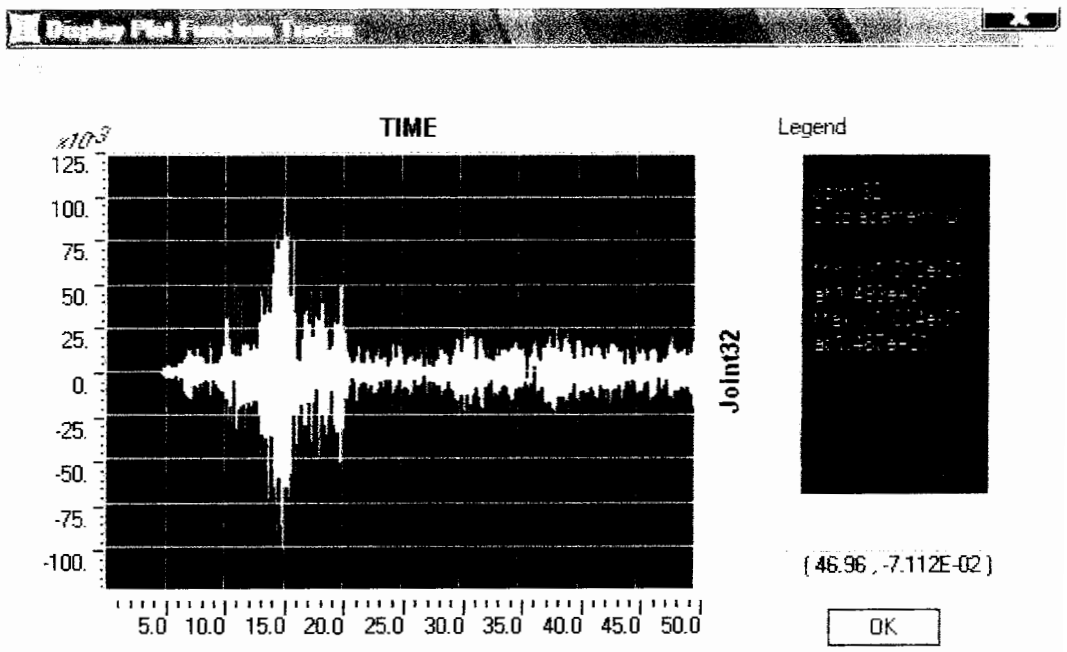
شکل ۵-۱۶- برش سازه تحت زلزله لوما پریتا



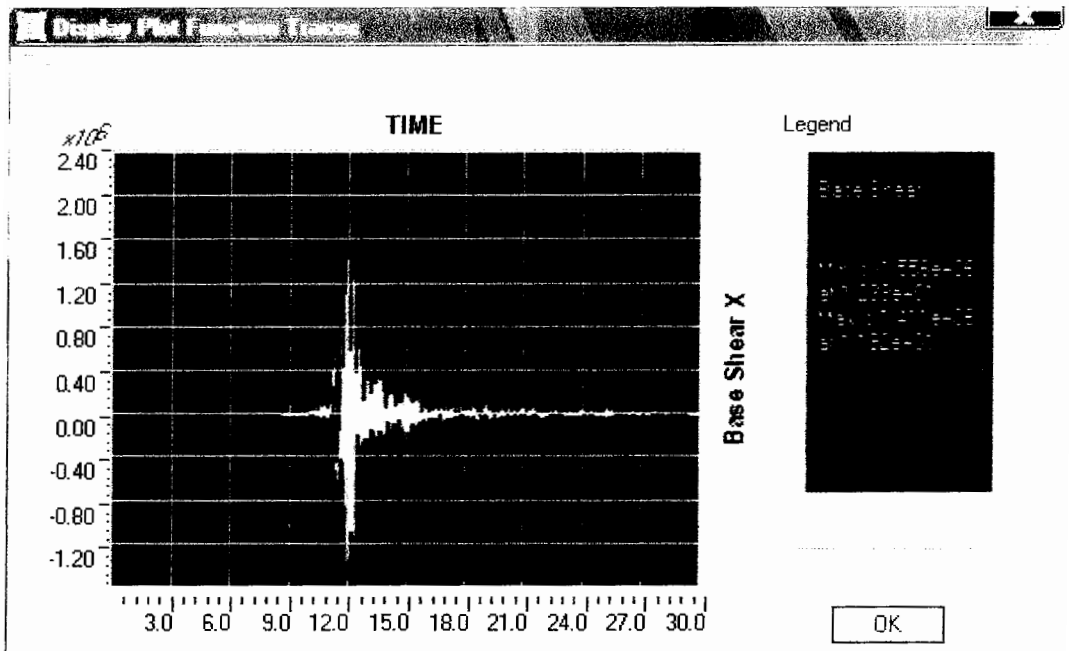
شکل ۵-۱۷- تغییر مکان سازه تحت زلزله لوما پریتا



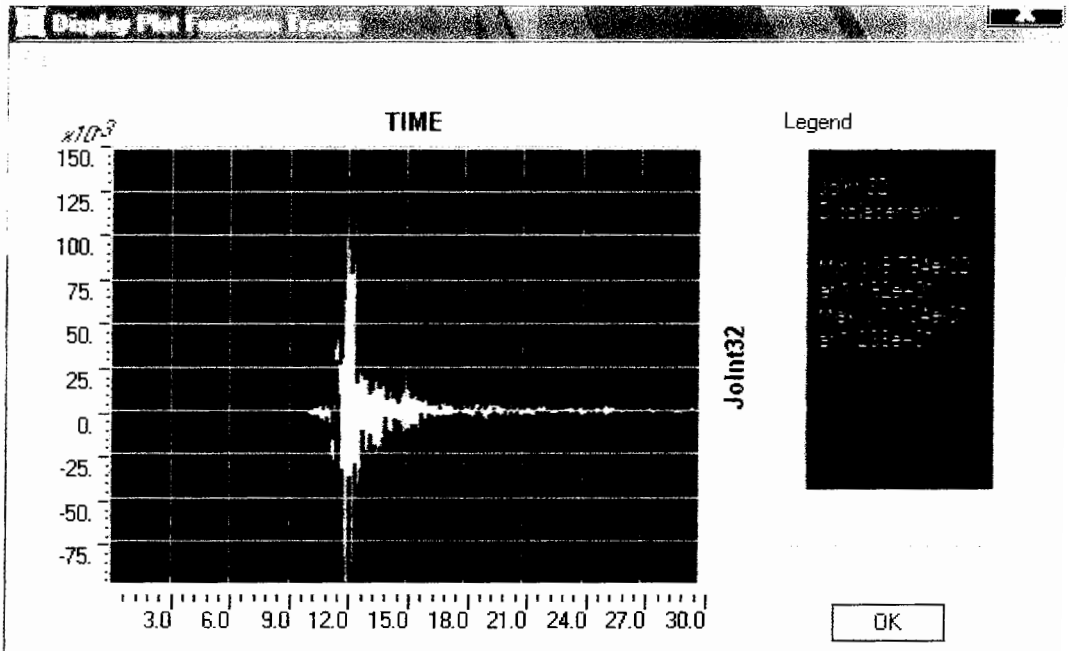
شکل ۵-۱۸- برش سازه تحت زلزله منجیل



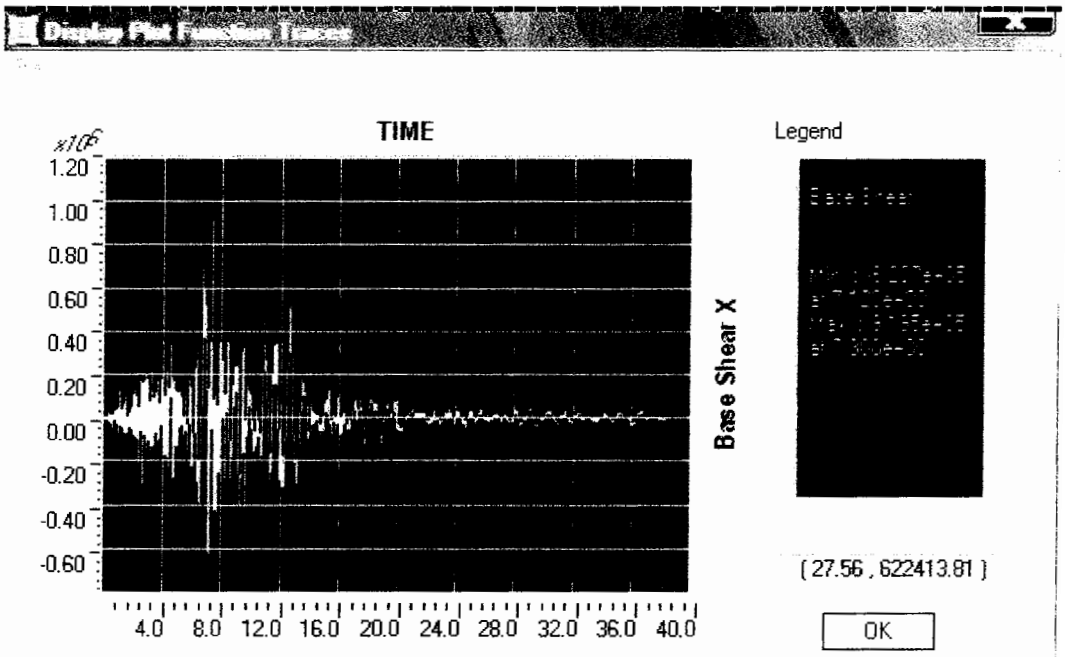
شکل ۵-۱۹ - تغییر مکان سازه تحت زلزله منجیل



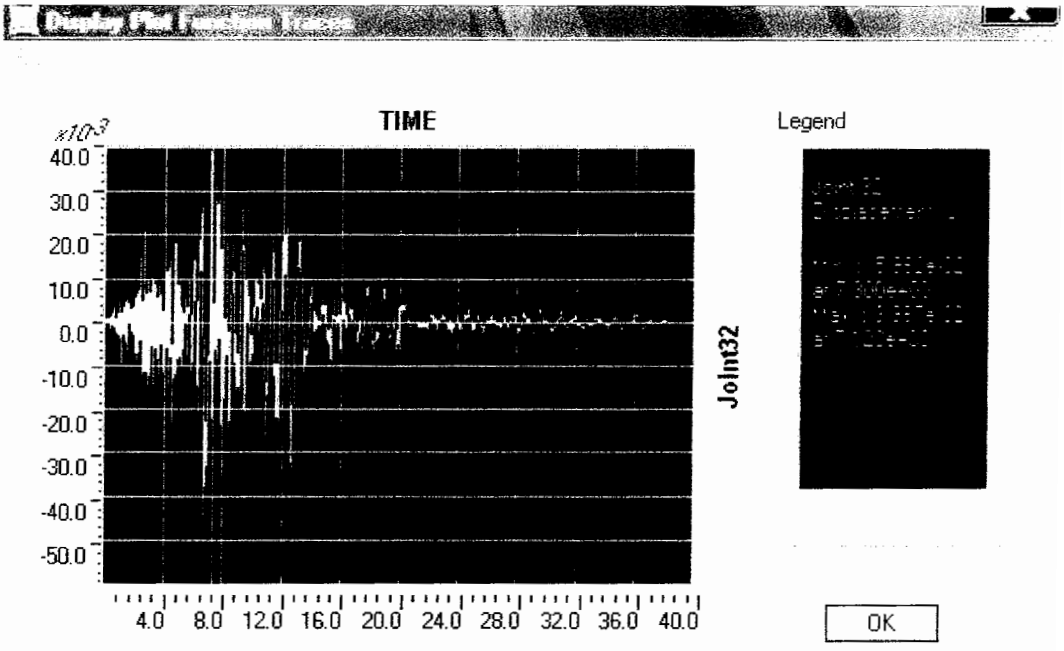
شکل ۵-۲۰- برش سازه تحت زلزله ناغان



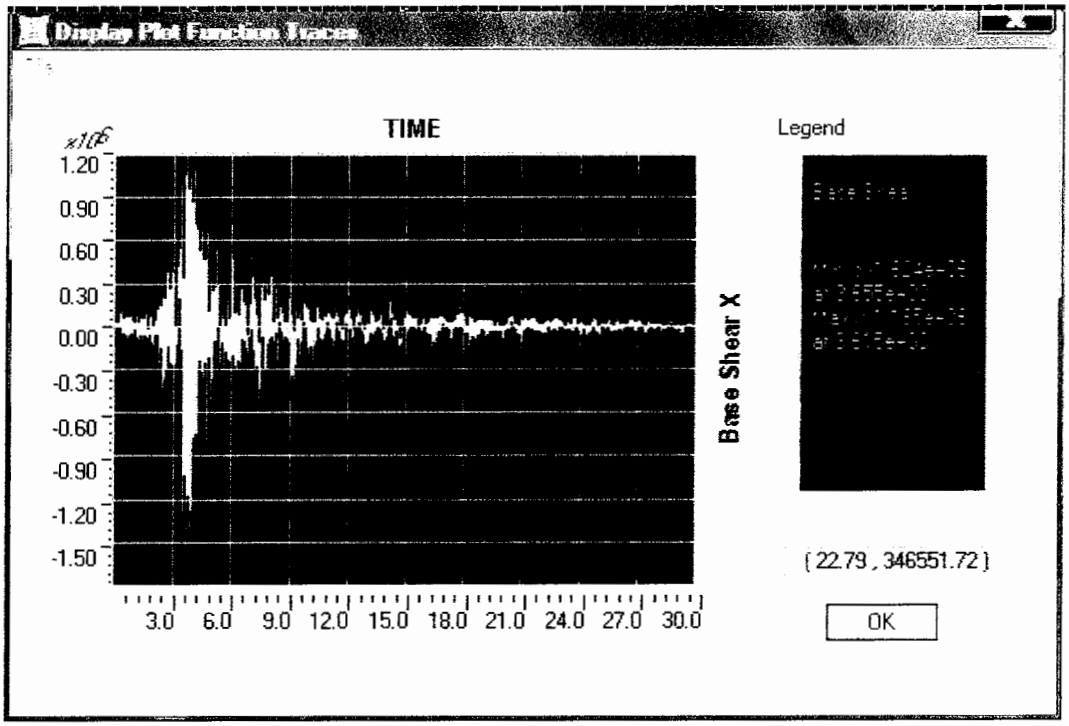
شکل ۵-۲۱- تغییر مکان سازه تحت زلزله ناغان



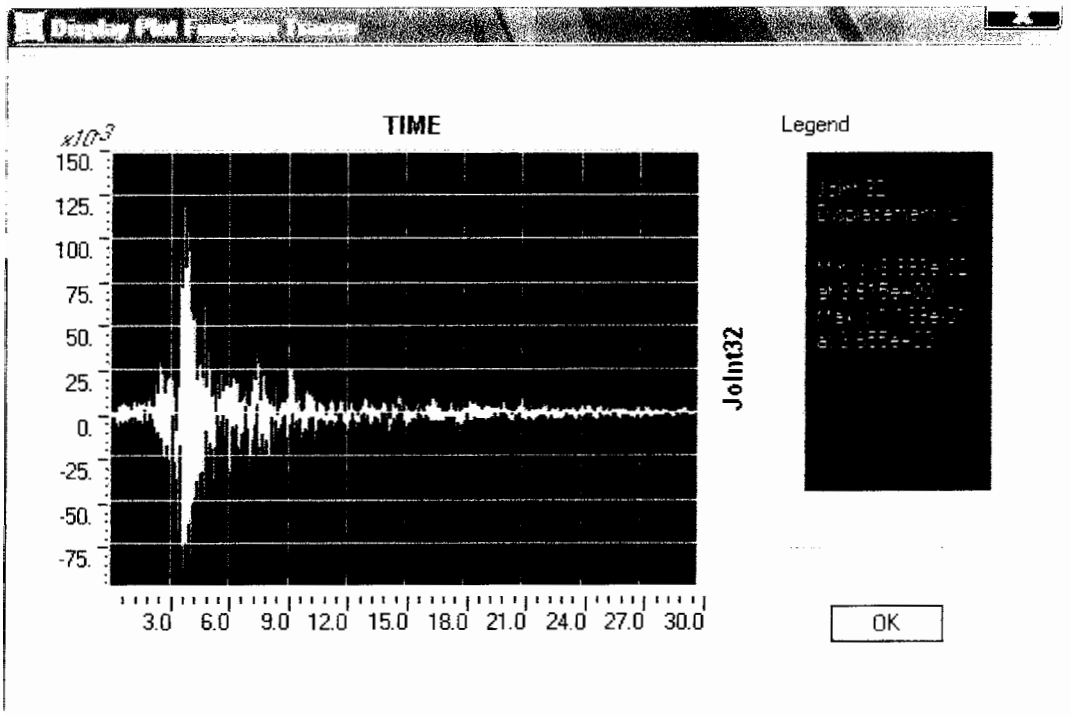
شکل ۵-۲۲- برش سازه تحت زلزله نورث تریج



شکل ۵-۲۳- تغییر مکان سازه تحت زلزله نورث تریج



شکل ۵-۲۴- برش سازه تحت زلزله طبس



شکل ۵-۲۵- تغییر مکان سازه تحت زلزله طبس

جدول ۵-۳- ماکزیمم تغییر مکان و برش سازه تحت هفت شتاب نگاشت

زلزله	زمان (S)	ماکزیمم U_x (cm)	ماکزیمم V ($\times 10^5$)
ارمنستان	۱۰/۵۴	۰/۰۷۵۵	۱۰/۵۹۰
امپریال ولی	۶/۰۵	۰/۱۱۰۴	۸/۲۸۹
لوماپریتا	۵/۴۷	۰/۰۹۲۹	۱۳/۳۷
نورث تریج	۷/۳۰	۰/۰۵۹۶	۹/۱۹۵
منجیل	۱۴/۸۳	۰/۱۰۱۰	۱۳/۷۲
ناغان	۱۲/۳۸	۰/۱۱۰۴	۱۵/۵۶
طبس	۳/۶۵	۰/۱۱۸۹	۱۶/۲۴
متوسط ماکزیمم ها	-	۰/۰۹۵۵	۱۲/۴۲۳

۵-۵-ارزیابی سازه :

۱- بر اساس آیین نامه FEMA :

با مقایسه متوسط ماکزیمم تغییر مکان حاصل از تحلیل دینامیکی غیر خطی (۰/ ۰۹۵۵ cm) و منحنی پوش آور (شکل ۵-۱۱) ، سطح عملکرد سازه در محدوده قابلیت استفاده بی وقفه تعیین می گردد .در جدول (۵-۴) مقادیر تغییر مکان و سطح عملکرد متناظر با آن آمده است .

جدول ۵-۴- تغییر مکان سازه و سطح عملکرد متناظر با آن

تغییر مکان متناظر	گام متناظر	سطح عملکرد سازه
۰/۲۰	۲	قابلیت استفاده بی وقفه (IO)
۰/۲۶۰۹	۳	ایمنی جانی (LS)
۰/۳۶۰۹	۴	آستانه فروریزش (CP)

۲- بر اساس شاخص آسیب DI :

$$DI = \frac{1 - \frac{\Delta_y}{\Delta_d}}{1 - \frac{\Delta_y}{\Delta_u}}$$

Δ_d = جابجایی حداکثر تحت زلزله مورد نظر که از تحلیل مودال تعیین می گردد

Δ_u = تغییر شکل در نقطه گسیختگی که از تحلیل پوش آور تعیین می گردد

Δ_y = تغییر شکل در نقطه تسلیم که از تحلیل پوش آور تعیین می گردد

$\Delta_d \le \Delta_y \Rightarrow$ آسیب قابل توجهی به سازه پل وارد نمی شود

$\Delta_d = \Delta_u \Rightarrow$ سازه در مرز خرابی و فروریزش است

$\Delta_d \succ \Delta_u \Rightarrow$ سازه پایداری خود را از دست می دهد

$\Delta_y = 2.609$

$\Delta_u = 3.609 \Rightarrow$ آسیب قابل توجهی به سازه پل وارد نمی شود

$\Delta_d = 0.0905$

فصل ششم

نتیجه گیری و پیشنهادات

۶-۱- نتایج

پس از مدلسازی پل مورد نظر ، آنالیز های استاتیکی غیر خطی و دینامیکی غیر خطی تحت هفت شتاب نگاشت انجام شده و در ادامه تغییر مکانهای مربوطه بدست آمده است . با بدست آوردن تغییر مکانهای حاصل از متوسط ماکزیمم های هفت شتاب نگاشت و مقایسه آن با نتایج حاصل از تحلیل استاتیکی غیر خطی ، سطح عملکرد سازه تعیین ، و نتایج زیر بدست می آید :

۱- با عنایت به نتایج حاصله ، سختی بسیار بالای اجزای پل مشاهده می گردد .

۲- با توجه به نتایج تحلیل های استاتیکی غیر خطی و دینامیکی غیر خطی می توان دریافت که سازه وارد مرحله غیر خطی نگردیده است ، در نتیجه انجام تحلیل پوش آور جهت ارزیابی پل مورد بررسی کفایت می کند.

۳- در تحلیل های دینامیکی غیر خطی ، ماکزیمم تغییر مکان هفت شتاب نگاشت ۰/۱۱۸۹ سانتی متر مربوط به زلزله طبس و مینیمم نیز مربوط به زلزله نورث تریج با ۰/۰۵۹۶ سانتی متر و متوسط آنها ۰/۰۹۵۵سانتی متر بوده که هیچ کدام از شتاب نگاشتها ، سازه را وارد مراحل غیر خطی (تغییر مکان ۰/۲ سانتی متر) ننموده است .

۴- تحلیل استاتیکی غیر خطی ، نتایج دست بالاتری را نسبت به آنالیز دینامیکی غیر خطی ارائه می کند .

۶-۲- پیشنهادات

۱- پل بررسی شده در این رساله ، از نوع پلهای بتنی قوسی بوده است . مطالعه بیشتر در این خصوص می تواند با انجام تحلیل بر روی انواع دیگر پلها ، مانند ، پلهای فلزی ، پلهای ترکه ای ، پلهای مسطح و ..... صورت گیرد .

۳- پل مورد بررسی منظم و متقارن بوده است ، لذا لزوم بررسی رفتار سازه ای نامنظم ، اجتناب ناپذیر است .

۴- توصیه می گردد از نرم افزارهای دیگر نیز جهت تحلیل و مقایسه نتایج استفاده شود .

۵- لزوم بررسی پلهای با دهانه های بیشتر و ارتفاع بلندتر و مقایسه نتایج حاصله ، توصیه می گردد .

۶- پل مورد بررسی در این تحقیق ، بر روی خاک تیپ Π قرار داشت ، لذا لزوم بررسی پل مشابه بر روی خاکهای مختلف و مقایسه نتایج مفید به نظر می رسد .

۷- شتاب مبنای طرح در این رساله برای منطقه با خطر نسبی بالا ($A=۰/۳۵$) در نظر گرفته شده بود که بررسی مناطق دیگر و مقایسه نتایج حاصله ، پیشنهاد می گردد .

۸- توصیه می گردد اندرکنش خاک و سازه در تحلیل پل مورد بررسی در نظر گرفته شود و نتایج حاصله مقایسه گردد.

۹- در تحقیقات آتی می توان با وارد کردن اثر کجی پل ، اثر عدم تقارن در سازه پل ، اثر انحنای عرشه و .... در مدل ، مطالعات بیشتری را در این زمینه انجام داد.

مراجع :

[۱] : مقدم، ح، (۱۳۷۵). « طرح لرزه ای پل ها»،انتشارات مرکز تحقیقات و مطالعات وزارت راه و ترابری

[۲]: « تاریخچه آسیبهای وارده به پلها در زلزله های گذشته ژاپن ، ترکیه و ایالت متحده »، (۱۳۷۵) انتشارات مرکز تحقیقات و مطالعات وزارت راه و ترابری

[۳]: حسینی، م ، تفرشی ، ش ، (۱۳۷۷) « ارزیابی آسیب پذیری لرزه ای پل مسطح چند دهانه تحت اثر توأم مؤلفه های افقی و قائم زمین لرزه »، مؤسسه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله، تهران

[4]: Lind,N.C(1995),"A measure of vulnerability and damage tolerance".Reliability Engineering and system safety , vol. 48 , pp.1 – 6

[5]:Augusti,G.Claudio,B.(2001),"Is Aeolian risks?" .Reliability Engineering and system safety , vol. 75 , pp. 227 – 237

[6]:Agrawal,J.Blockley,.D(2003),"Vulnerability of structural systems" . Structural safety , vol. 25 , pp. 263 – 286

[7]:"vulnerability Assessment"URL :http:www.michigan.gov / documents / 7 pub 207 - 60741 .PDF

[۸]: حسین زاده، ن ، ناطقی الهی، ف ، (۱۳۷۳) « ارزیابی آسیب پذیری سازه های فولادی با استفاده از تحلیل دینامیکی غیر خطی » ، مؤسسه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله، تهران

[۹]: خراسانی مقدم، س، (۱۳۸۴) « بررسی عملکرد لرزه ای پلهای فلزی کنسول » پایان نامه کارشناسی ارشد ، دانشگاه علم و صنعت ، تهران

[۱۰]: معتقد، س ، (۱۳۸۲)« ارزیابی لرزه ای پلهای فولادی روگذر بزرگراهها » پایان نامه کارشناسی ارشد ، دانشگاه علم و صنعت ، تهران

[۱۱]: رهایی، ع ، فیروزی ، الف ، (۱۳۸۴) « بررسی عملکرد آسیب پذیری و بهسازی پلها » ، انتشارات دانشگاه امیر کبیر

[12]:«Seismic Damage in the past earthquakes»
URL:seismic.cv.titech.ac.jp/ja/lecture/seismic-design/PDF/3 seismic-damage.PDF

[۱۳]: «آیین نامه طرح پلهای شوسه و راه آهن در برابر زلزله »،(۱۳۷۴) انتشارات مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن

[۱۴]: آشتو ، «آیین نامه استاندارد پلهای بزرگراهی» ، (۱۹۸۹) ، انتشارات مرکز تحقیقات و مطالعات وزارت راه و ترابری

[۱۵] : طاحونی ، ش ، (۱۳۷۵) ، « طراحی پل » انتشارات دانشگاه تهران

[۱۶]: تهرانی زاده ، م، افتخاری ، م ، (۱۳۷۴) « تاثیر سیستم های لرزه جدایش بر رفتار دینامیکی پلها در برابر زلزله » مؤسسه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله، تهران

[۱۷] : واکاباياشی مینورو ، (۱۳۷۴) ، « ساختمانهای مقاوم در برابر زلزله » انتشارات دانشگاه صنعتی اصفهان

[۱۸]:پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی ومهندسی زلزله ،(۱۳۸۱)،« دستورالعمل بهسازی لرزه ای ساختمانهای موجود» دفتر امور فنی و تدوین معیارها، سازمان مدیریت و برنامه ریزی کشور

[۱۹]: «مبانی و معیارهای مرحله شناخت بهسازی لرزه ای پلها» ، (۱۳۸۳) ، انتشارات مرکز تحقیقات و مطالعات وزارت راه و ترابری

[۲۰]: «آیین نامه بارگذاری پلها»، نشریه شماره ۱۳۹، (۱۳۷۹) ، انتشارات سازمان مدیریت و برنامه ریزی کشور

[۲۱]: قادری، م ، (۱۳۸۴) ، « ارزیابی لرزه ای پلهای فلزی شهر تهران و نحوه مقاوم سازی آن » پایان نامه کارشناسی ارشد ، دانشگاه صنعتی خواجه نصیر الدین طوسی ، تهران

[۲۲]: زارع ، م ، (۱۳۸۴) « تحلیل خطر طرح راه آهن قزوین - رشت - بندر انزلی و برآورد پارامترهای طرح لرزه برتاب» ، مؤسسه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله، تهران

[۲۳]: برگی ،خ ، تورنگ ، ز ، (۱۳۸۴) « بهسازی لرزه ای پلها با استفاده از غلافهای فولادی (Jacket) » ، پایان نامه کارشناسی ارشد ، دانشگاه تهران

[24]:FEMA 356. NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings. Federal Emergency Management Agency

[25]: Applied Technology Council (1996), " Recommendation on California bridge design specifications ", Report ATC 6 – 2 .

[۲۶]: راهنمای نرم افزار sap 2000

ABSTRACT

Making and development of the roads which have a special amount of big and small bridges in their way, is an important indicator of improvement of countries.
Bridges are so important in security and assistant problems, so bridges safety after earthquake has a great importance.failure of a bridge in an earthquake may cause a big damage. Amount of economical and humans life damage here , is much more than the failure of a building, so computing the performance level of bridges is so important.

The sample bridge in this research is a railway concrete bridge which is ۳۰meters with three equal bays. it is placed in 919th kilometer of Tehran-Azarbayejan sharghi railway. It is loaded using Iran code and then it is analyzed by static linear method. In the next step by considering the amount of bars and considering other properties, plastic joint properties of members are extracted using FEMA 356. At last static and dynamic nonlinear analysis are done on the model using seven accelerograms.

In nonlinear static analysis, when the displacement got to 0.2 cm the structure entered nonlinear part and immeadiate occupancy was obtained . displacement of life safety and collapse prevention was 0.2609 cm and 0.3609 cm respectively. Pushover diagram of the structure was drown after analyzing it. In nonlinear dynamic analysis the biggest displacement was obtained 0.1189 cm from Tabas earthquake and the average of seven accelerograms maximum was 0.0955 cm.

Considering the obtained displacement and comparing it with pushover diagram we got to the conclusion that the structure did not enter the nonlinear part under none of the accelerograms. So it can be said that the loading and design code in the sample bridge satisfies immeadiate occupancy requirements and it is not needed to reinforce the bridge.