جمهوری اسلامی ایران

معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی رییس جمهور

راهنمای بهسازی لرزه‌ای

پل‌ها

نشریه شماره ۵۱۱

معاونت نظارت راهبردی

دفتر نظام فنی اجرایی

nezamfanni.ir

۱۳۹۰

بسمه تعالی

جمهوری اسلامی ایران
معاون برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی رییس جمهور

بخشنامه به دستگاه‌های اجرایی، مشاوران و پیمانکاران	شماره: ۱۰۰/۲۵۱۴۴
	تاریخ: ۱۳۹۰/۳/۳۰

موضوع: راهنمای بهسازی لرزه‌ای پل‌ها

به استناد ماده (۲۳) قانون برنامه وبودجه و ماده (۶) آیین‌نامه استانداردهای اجرایی طرح‌های عمرانی، مصوب سال ۱۳۵۲ و در چارچوب نظام فنی و اجرایی کشور (موضوع تصویبنامه شماره ۴۲۳۳۹/ت۳۳۴۹۷ه مورخ ۱۳۸۵/۴/۲۰ هیأت محترم وزیران)، به پیوست نشریه شماره ۵۱۱ دفتر نظام فنی اجرایی، با عنوان «راهنمای بهسازی لرزه‌ای پل‌ها» از نوع گروه سوم ابلاغ می‌شود.

رعایت مفاد این ضابطه برای دستگاه‌های اجرایی، مشاوران، پیمانکاران و سایر عوامل ذینفع نظام فنی و اجرایی، در صورت وجود نداشتن ضوابط معتبر بهتر، از تاریخ ۱۳۹۰/۷/۱ اجباری است.

ابراهیم عزیزی

712506

اصلاح مدارک فنی

خواننده گرامی

دفتر نظام فنی اجرایی معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی رییس جمهور، با استفاده از نظر کارشناسان برجسته مبادرت به تهیه این نشریه کرده و آن را برای استفاده به جامعه مهندسی کشور عرضه نموده است. با وجود تلاش فراوان، این اثر مصون از ایرادهایی نظیر غلطهای مفهومی، فنی، ابهام، ایهام و اشکالات موضوعی نیست.

از این رو، ***از شما خواننده گرامی صمیمانه تقاضا دارد در صورت مشاهده‌ی هرگونه ایراد و اشکال فنی مراتب را به‌صورت زیر گزارش فرمایید:***

۱- شماره‌ی بند و صفحه‌ی موضوع مورد نظر رامشخص کنید.

۲- ایراد مورد نظر را به صورت خلاصه بیان دارید.

۳- در صورت امکان متن اصلاح شده را برای جایگزینی ارسال نمایید.

۴- نشانی خود را برای تماس احتمالی ذکر فرمایید.

کارشناسان این دفتر نظرهای دریافتی را به دقت مطالعه نموده و اقلام لازم را معمول خواهند داشت. پیشاپیش از همکاری و دقت نظر شما همکار ارجمند قدردانی می‌شود.

نشانی برای مکاتبه: تهران، میدان بهارستان، خیابان صفی علی شاه، مرکز تلفن ۳۳۲۷۱، معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی رییس جمهور، دفتر نظام فنی اجرایی، صندوق پستی ۱۱۴۹۹۴۳۱۴۱

Email: info@nezamfanni.ir
web: nezamfanni.ir

سپاسگزاری

معاون نظارت راهبردی معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی رئیس جمهور مراتب سپاسگزاری خود را به شرح زیر از زحمات تمامی آنانی که در پیشبرد کار تا این مرحله مساعدت، مشارکت و پشتیبانی نموده‌اند، تقدیم می‌دارد.

o انجام این طرح حایز اهمیت ملی، بدون پشتیبانی‌ها و تشویق‌های **شورای محترم کاهش خطر پذیری** وقت و دفتر نظام فنی اجرایی معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی میّسر نمی‌گردید. خانم **مهندس بهناز پورسیّد** مدیرکل محترم وقت دفتر نظام فنی اجرایی، از ابتدای طرح ایده‌های اولیّه تا به‌ثمر رسیدن آن همواره پشتیبان طرح بوده و با همفکری درجهت امکان‌پذیری کار نقش مؤثری ایفا نموده‌اند. همکاری‌های جناب آقای مهندس علی تبار و آقای مهندس حامد سرمست با ارایهٔ نظریات مفید، در پیشبرد اهداف طرح و درایت و توانمندی آقای مهندس حمیدرضا خاشعی کارشناس آن دفتر در به ثمر رسیدن نهایی تمامی تلاش‌های به عمل آمده نقش تعیین کننده و بارزی داشته است.

o اعضای محترم شورای کاهش خطر پذیری وقت در زمان انتخاب مجری مسؤول طرح و ارجاع امر به آقای **دکتر شاهرخ مالک**، مجری طرح و تهیه کننده متون پیش‌نویس و نهایی این راهنما، مشوقین اصلی ایشان بوده‌اند و حاصل تلاش‌های به‌عمل آمده پاسخ مطلوبی به حسن نظر کمیتهٔ محترم در انتخاب نگارنده محترم جهت تدوین این راهنما تلقی می‌گردد. به‌این‌وسیله از تمامی اعضای شورای محترم مذکور که تحقق این امر زاییدهٔ بینش ایشان در زمینهٔ اهمیت تدوین چنین راهنمایی بوده است، به‌ویژه آقای **دکتر محسن تهرانی‌زاده**، قدردانی به‌عمل می‌آید.

o پیش‌نویس راهنمای حاضر توسط آقای **دکتر شاهرخ مالک،** در قالب موافقت‌نامه‌ای با معاونت پژوهشی دانشگاه تهران تهیه شده است و طی جلسات و تعاملات ویژه مورد بررسی اعضای کمیتهٔ تدوین راهنما قرار گرفته و سپس توسط ایشان به‌عنوان مجری طرح و با همکاری آقای **مهندس حمیدرضا خاشعی** کارشناس دفتر نظام فنی اجرایی تدوین، تنظیم و ویرایش نهایی گردیده و به تأیید **کمیتهٔ تدوین** راهنما رسیده است. از این‌رو تلاش‌های مداوم و متمادی ایشان در نگارش و به ثمر رساندن این طرح حایز اهمیت ملّی شایستهٔ تقدیر است.

o اساتید و متخصصان گرامی کمیتهٔ تدوین راهنما که به‌طور مؤثری در این طرح همکاری داشته‌اند، به ترتیب حروف الفبا عبارت‌اند از آقایان: **دکتر محسن تهرانی‌زاده، دکتر عبدالرضا سروقدمقدم، دکتر محسن‌علی شایانفر ، دکتر امیر طریقت** و **دکتر اکبر واثقی.** در تهیهٔ پیش‌نویس پیوست (ت) آقای مهندس محمدرضا شکوهی و در ارتباط با پیوست (خ) آقای مهندس مهرداد حق‌ویردی‌پور همکاری داشته‌اند. متن پیش‌نویس تخصصی پیوست (ح) توسط آقای دکتر امیر طریقت تهیه شده است. همچنین در مراحل تدوین راهنما آقایان دکتر محمدتقی احمدی، مهندس فرامرز امین‌پور، دکتر فرهاد بهنام‌فر، دکتر بهرخ حسینی هاشمی، مهندس حمیدرضا خاشعی، دکتر علیرضا رهایی و مهندس شاپور طاحونی نیز همکاری داشته یا نظر مشورتی ارائه نموده‌اند. از همکاری تمامی این عزیزان سپاسگزاری می‌گردد.

معاون نظارت راهبردی

بهار ۱۳۹۰

پیشگفتار

مطالعات انجام یافته طی سه دهۀ گذشته و مطالعات اخیرِ در دست انجام در چارچوب برنامۀ بهسازی لرزه‌ای پل‌ها در کشور ایران نشان داده است که تعداد قابل اعتنایی از پل‌های شهری، راه و راه آهن کفایت لازم برای خدمت رسانی و مقاومت در مقابل نیروهای ناشی از زلزلۀ محتمل‌الوقوع در عمر مفید باقیمانده، با میزان احتمال وقوع معینِ مورد انتظار در این بازۀ زمانی را دارا نمی‌باشند.

خوشبختانه امروزه، به اهمیت مطالعات و اقدامات عملی لازم در ارتباط با ارزیابی آسیب پذیری و در صورت نیاز، بهسازی لرزه‌ای پل‌های موجود، در سطح اجرایی پی برده شده و به این مطالعات بها داده شده است. با این وجود به دلیل عدم وجود اسلوب شناسی متحدالشّکل، این مطالعات بدون انجام مطالعات توجیهی و امکان سنجی، ارزیابی اولیه و اولویت بندی در دست انجام بوده است.

نه تنها از دیدگاه خسارات جانی محتمل در اثر فرو ریزی پل‌ها و انعکاس گسترده اجتماعی چنین ضایعاتی، که لطمه جبران ناپذیری به حیثیت جامعه مهندسی کشور نیز وارد خواهد ساخت، بلکه از لحاظ نقش زیربنایی که پل‌ها در شبکۀ راه‌های کشور از نظر ارتباطات اجتماعی، اقتصادی، فرهنگی، امنیتی و همچنین نجات و امداد و فعالیت‌های مدیریت بحرانِ پس از وقوع زلزله ایفا می‌نمایند، طبعاً فروریزی یا تحمل خسارات به میزانی که در بهره برداری متعارف و یا محدود آن‌ها اختلال ایجاد نماید، قابل پذیرش نبوده و لازم است برای ارزیابی آسیب پذیری و بهسازی لرزه‌ای پل‌ها در چارچوب برنامه‌های پیشگیرانۀ طرح جامع کاهش آسیب های ناشی از زلزلۀ کشور جایگاه ویژه‌ای قائل شد.

یادآور می‌گردد که در اغلب آیین‌نامه‌های خارجی مورد استفاده در طراحی پل‌های موجود در کشور، اهمیت محدود نمودن خسارت در پل‌های مهم برای خدمت‌رسانی بلاوقفه پس از وقوع زلزله‌ای با احتمال وقوع اندک در دوره عمر مفید پل لحاظ نگردیده است. در راهنمای حاضر، مفاهیم ارزیابی و بهسازی لرزه‌ای پل‌ها بر اساس دیدگاه‌های مبتنی بر عملکرد و حالات حدی ذیربط ارایه گردیده‌اند.

امید است این راهنما که براساس معرفت زمان و دانسته‌های روز، مطالعات ویژه طرح، مقالات معتبر بین المللی، مراجع و آیین-نامه‌های معتبر جهانی و با توجه به انواع پل‌های موجود در کشور و وضعیت طراحی مفهومی و همچنین با ملحوظ داشتن شرایط عمومی پل‌های کشور به رشته تحریر در آمده، مورد بهره‌برداری دست‌اندرکارانِ مطالعات ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای و اقدامات عملی بهسازی لرزه‌ای پل‌های بتن آرمه و فولادی موجود در کشور واقع گردد.

فهـــــرست مطالب

فهرست مطالب

عنوان **صفحه**

بخش اول: کلیات و مفاهیم بنیادین

فصل اول : ملاحظات مقدماتی و مفاهیم عمومی ارزیابی آسیب‌پذیری و بهسازی لرزه‌ای پل‌ها

۱-۱- کلیات ۵

۱-۲- دامنه کاربرد ۵

۱-۳- شرایط و محدودیت های کاربرد ۶

۱-۴- سایر استانداردها و مدارک و متون فنی مرتبط با راهنما ۶

۱-۵- سیستم واحدها ۶

۱-۶- نمادها ۷

۱-۷- مفاهیم اولیه ۷

۱-۸- اولویت‌بندی مطالعات ارزیابی آسیب‌پذیری و اقدامات عملی بهسازی لرزه‌ای پل‌ها ۸

۱-۹- مبانی ارزیابی مبتنی بر عملکرد ۹

۱-۱۰- مخاطرات ژئوتکنیکی لرزه‌ای ۱۰

۱-۱۱- طبقه‌بندی اهمیت ۱۰

۱-۱۲- عمر مفید باقی‌مانده ۱۰

۱-۱۳- ترازهای عملکردی ۱۱

فصل دوم : فلسفه مطالعات ارزیابی آسیب‌پذیری و بهسازی لرزه‌ای پل‌ها

۲-۱- خلاصه فرایند مطالعات ارزیابی آسیب‌پذیری ۱۵

۲-۱-۱- گروه‌بندی بهسازی لرزه‌ای ۱۵

۲-۱-۲- روند عملیاتی بهسازی لرزه‌ای ۱۶

۲ -۱-۳- غربال اولیه ۱۶

۲-۱-۴- ارزیابی تفصیلی ۱۷

۲-۲- شیوه‌های بهسازی، ایمن‌سازی و ارتقای رفتار لرزه‌ای پل ۱۸

۲-۳- شناخت وضعیت حاضر پل ۱۹

۲-۴- سطوح خطر زمین لرزه ۱۹

۲-۴-۱- طراحی و ارزیابی مبتنی بر یک سطح خطر (زمین لرزهٔ طراحی) ۱۹

۲-۴-۲- دیدگاه مبتنی بر دو سطح خطر زمین لرزه ۲۰

۲-۴-۲-۱- طبقه بندی خاک و ضریب ساختگاه ۲۱
۲-۴-۲-۲- طیف پاسخ طرح ۲۱
۲-۴-۲-۳- سطوح خطر زمین لرزه ۲۲
۲-۵-تهیه طیف‌های پاسخ ویژه ساختگاه ۲۲
۲-۶- طیف پاسخ مرتبط با مؤلفه قائم حرکت زمین ۲۳
۲-۷- اثر تحریک نامتجانس تکیه‌گاه‌ها ۲۳
۲-۸- عمرمفید پل ۲۴
۲-۹- معیارهای عملکردی ۲۴
۲-۹-۱- سطوح عملکرد ۲۴
۲-۹-۲- میزان خسارت ۲۴

فصل سوم :ملزومات بنیادین

۳-۱- روند بهسازی لرزه ای پل‌ها ۲۷
۳-۱-۱- ملاحظات اولیه ۲۷
۳-۱-۲- انتخاب هدف بهسازی ۲۷
۳ -۱-۳- جمع‌آوری اطلاعات ۲۷
۳-۱-۴- معیار تشخیص نیاز به بهسازی لرزه‌ای ۲۷
۳-۱-۵- مطالعه گزینه‌های ذیربط و انتخاب گزینه برتر و شیوه بهسازی ۲۷
۳-۱-۶-کنترل طرح بهسازی ۲۸
۳-۱-۷- اهداف بهسازی ۲۸
۳-۱-۸- سطوح خطر زلزله ۲۸
۳-۲-ملزومات عمومی ۳۰
۳-۲-۱-مقدمه ۳۰
۳-۲-۲- اطلاعات وضعیت موجود ۳۰
۳-۲-۳-پیکربندی و مسیر انتقال بارها ۳۰
۳-۲-۴- خواص اعضا و اجزای پل ۳۱
۳ -۲-۵- اطلاعات ژئوتکنیکی و ویژگی‌های ساختگاه ۳۱
۳-۲-۶- استراتژی بهسازی لرزه‌ای پل ۳۱
۳-۲-۶-۱- طبقه‌بندی از نظر اهمیت ۳۲
۳-۲-۶-۲- بهسازی در تراز ایمنی ۳۳
۳-۲-۶-۳- بهسازی در تراز بهره برداری ۳۳
۳-۲-۶-۴- معیارهای اولویت بندی ۳۴

۳-۲-۷- ترازهای بهره‌برداری ۳۴
۳-۲-۸- ترازهای خسارت ۳۴
۳-۳- مشخصات زلزله در ارزیابی آسیب‌پذیری و طرح بهسازی لرزه‌ای ۳۴
۳-۳-۱- روش تک سطحی ۳۴
۳-۳-۱-۱- ملزومات حداقل در زمینه مشخصه‌های زلزله به‌منظور ارزیابی آسیب‌پذیری و بهسازی پل‌ها ۳۵
۳-۳-۱-۲- طیف‌های پاسخ طرح ویژه ساختگاه ۳۵
۳-۳-۱-۳- تاریخچه‌های زمانی حرکت زمین ۳۶

فصل چهارم : مفاهیم تحلیل تقاضا

۴-۱- تحلیل لرزه‌ای و تعیین آثار ناشی از زمین‌لرزه (تقاضا در اعضا و اجزا) ۳۹
۴ -۱-۱- رفتار سازه پل ۳۹
۴-۱-۱-۱- سازه با رفتار الاستیک خطی ۳۹
۴-۱-۱-۲- سازه با شکل پذیری محدود ۳۹
۴-۱-۱-۳- سازه با شکل پذیری زیاد ۳۹
۴-۱-۱-۴-سازه مجهز به سیستم های میراگر ۴۰
۴-۱-۱-۵- سازه با پاسخ غلتشی ـ لغزشی ۴۰
۴-۲- مدل سازی و تحلیل به منظور ارزیابی کمّی ۴۰
۴-۲-۱-تحلیل دینامیکی خطی ۴۰
۴-۲-۱-۱- مدل تحلیل ۴۰
۴-۲-۱-۲-تحلیل طیفی مدی ۴۰
۴-۲-۱-۳- تحلیل تاریخچه زمانی الاستیک ۴۱
۴-۲-۲- تحلیل استاتیکی غیر خطی ۴۱
۴-۲-۳-مدل سازه ۴۱
۴-۲-۴-تحلیل دینامیکی غیرخطی ۴۲
۴-۲-۵- ترکیب آثار ناشی از زلزله ۴۲
۴-۳-تقاضای تغییر مکانی کلی ۴۳
۴-۳-۱- سازهٔ الاستیک ۴۳
۴-۳-۲- سازه‌های شکل‌پذیر(شکل‌پذیری زیاد یا محدود) پل‌ها ۴۳
۴-۳-۲-۱- نحوه محاسبه تغییر مکان کلی سازه ۴۳
۴-۳-۲-۲- حداقل ظرفیت تغییر مکانی کلی ۴۴
۴-۳-۲-۳ - معیار پذیرش ظرفیت تغییر مکانی ۴۴
۴-۳-۲-۴- شکل‌پذیری موضعی ۴۴

۴-۳-۳- سازهٔ مجهز به تمهیدات حفاظتی ۴۴
۴-۳-۴- سازه‌های مستقر بر سیستم غلتشی – دورانی ۴۴
۴-۳-۵- تغییر مکان‌های طراحی برای تکیه‌گاه‌های انبساطی ـ انقباضی ۴۵
۴-۴- تقاضای نیروها و گشتاورها ۴۵
۴-۴-۱- سازه‌های الاستیک ۴۵
۴-۴-۲- سازه‌های شکل‌پذیر یا دارای شکل‌پذیری محدود ۴۵
۴-۴-۳- سازه‌های مجهز به تمهیدات حفاظتی ۴۵

فصل پنجم : ارزیـــابی ظـــرفیت

۵-۱- ظرفیت اعضا ۴۹
۵-۱-۱- مقاومت مصالح ۴۹
۵-۱-۲- آرایش آرماتورها در اعضای بتن آرمه ۴۹
۵-۲- مقاومت اسمی اعضای بتن آرمه پل‌های موجود ۴۹
۵-۲-۱-آثار ناشی از اضمحلال ۵۰
۵-۲-۲- ظرفیت شکل پذیری ۵۰
۵-۳- مقاومت اسمی اعضای فولادی در پل‌های موجود ۵۱
۵-۳-۱-آثار ناشی از اضمحلال ۵۱
۵-۳-۲- ظرفیت شکل پذیری ۵۱

فصل ششم : شیوه های بهسازی و نحوهٔ ارائه طرح بهسازی لرزه ای

۶-۱- کلیات ۵۵
۶-۲- طراحی ظرفیتی ۵۵
۶-۳- ذخیره مقاومتی برای اعضاء حفاظت شده از نظر ظرفیتی ۵۵
۶-۴- آثار موسوم به $P\Delta$ ۵۶
۶-۵- شیوه‌های عمومی بهسازی پل‌ها ۵۶
۶-۵-۱- شیوه‌های بهسازی کف عرشه پل ۵۶
۶-۵-۲- اتصالات و تکیه گاه ها ۵۶
۶-۵-۳- طراحی قیود ممانعت کننده از فروافتادن عرشه از تکیه‌گاه ۵۷
۶-۵-۴- بهسازی پی ۵۸
۶-۶-مطالعات و مخاطرات ساختگاهی ۵۹
۶-۶-۱- کلیات ۵۹
۶-۶-۲- ناپایداری شیروانی ها ۵۹
۶-۶-۳- روانگرایی ۶۰

۶-۶-۴-تغییرات فشار جانبی خاک ۶۰
۶-۷- اندر کنش خاک ـ سازه ۶۰
۶-۸- سر فصل‌های کلی مطالعات در زمینه ارزیابی آسیب‌پذیری و بهسازی لرزه‌ای پل‌ها ۶۱

بخش دوم: ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای پل

فصل هفتم : مفاهیم بنیادین و فلسفه مطالعات ارزیابی آسیب‌پذیری و بهسازی لرزه‌ای

۷-۱- معیارهای عملکردی ۶۷
۷-۱-۱- سطوح عملکرد ۶۷
۷-۱-۱-۱- سطح عملکرد (ع ـ۰) ـ خدمت رسانی کاملاً بی وقفه ۶۷
۷-۱-۱-۲- سطح عملکرد (ع ـ۱) ـ قابلیت بهره‌برداری بی وقفه ۶۷
۷-۱-۱-۳- سطح عملکرد (ع ـ۲)ـ قابلیت بهره برداری محدود ۶۷
۷-۱-۱-۴- سطح عملکرد (ع ـ۳) ـ ایمنی جانی ۶۷
۷-۱-۱-۵- سطح عملکرد (ع ـ۴) ـ آستانه فروریزش ۶۸
۷-۱-۱-۶ – سطح عملکرد (ع ـ۵) ـ ملحوظ نشده ۶۸
۷-۱-۲- میزان خسارت ۶۸
۷-۱-۲-۱- (خ ـ۰) ـ عدم اعمال خسارت ۶۸
۷-۱-۲-۲- (خ ـ۱) ـ خسارت جزئی ۶۸
۷-۱-۲-۳- (خ ـ۲) ـ خسارت حداقل ۶۹
۷-۱-۲-۴- (خ ـ۳) ـ خسارات قابل ملاحظه ۶۹
۷-۱-۲-۵- (خ ـ۴) ـ خسارات عمده و گسترده ۷۰
۷-۱-۲-۶ -(خ ـ ۵) ـ فروریزی کلی یا بخشی از پل ۷۱
۷-۲- سطوح خطر زمین لرزه ۷۱
۷-۳- عمر مفید باقیمانده قابل تخمین پل قبل از بهسازی برای بهره‌برداری متعارف ۷۲
۷-۴- ترازهای عملکردی پیشنهادی ۷۳
۷-۵- سطوح خطر پذیری لرزه ای ساختگاه ۷۵
۷-۵-۱- اثر بزرگنمائی حرکت زمین توسط خاک ۷۵
۷-۶- گروه بندی بهسازی لرزه ای پل ۷۶
۷-۷- غربال اولیه ۷۷
۷-۷-۱- غربال و تشخیص نیاز به بهسازی و اولویت‌بندی در سطح خطر۱ ..... ۷۸
۷-۷-۱-۱- ارزیابی کیفی ۷۸
۷-۷-۱-۲ – ارزیابی کمی اولیه ۷۸
۷-۷-۱-۳- تدابیر بهسازی لرزه ای اولیه برای سطح خطر ۱ ..... ۷۹

۷-۸- ادامه روند مطالعات ۷۹
۷-۸-۱- ارزیابی اولیه در سطح خطر (ز-۲) ۷۹
۷-۸-۱-۱- گروه بهسازی لرزه ای (الف) ۷۹
۷-۸-۱-۲- ملزومات حداقل برای سطح خطر (ز-۲) ۸۰
۷-۸-۱-۳- غربال و اولویت بندی برای سطح خطر (ز-۲) ۸۱
۷-۹- روش‌های ارزیابی تفصیلی ۸۲
۷-۹-۱- تحلیل به منظور کنترل طول نشیمن و نیروها در اتصالات، بدون تحلیل تقاضای اعضا و سیستم ۸۲
۷-۹-۲- کنترل به منظور بررسی ظرفیت اعضا و اجزا ۸۲
۷-۹-۳- کنترل نسبت های ظرفیت به تقاضای عضو به عضو و جزء به جزء ۸۲
۷-۹-۴- روش طیف ظرفیتی ۸۳
۷-۹-۵- روش نسبت ظرفیت به تقاضای مجموعه سازه ۸۳
۷-۹-۶- روش تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی ۸۳
۷-۹-۷- روش ارتعاشات تصادفی ۸۴
۷-۹-۸- ملزومات حداقل تحلیل آسیب پذیری پل‌ها ۸۴
۷-۱۰- جمع بندی ۸۴

فصل هشتم : روش‌های تحلیل تقاضا و ارزیابی نسبت‌های ظرفیت به تقاضا

۸-۱- کنترل جزییات اجرایی اتصالات و طول نشیمن سازه عرشه بر تکیه‌گاه‌ها ۸۹
۸-۱-۱-کنترل طول نشیمن ۸۹
۸-۲-کنترل ظرفیت اعضا و اجزا ۹۰
۸-۲-۱-محدودیت ها در کاربرد روش ۹۱
۸-۳- ارزیابی به روش تعیین نسبت ظرفیت به تقاضا ۹۴
۸-۳-۱- انتخاب روش تحلیل ۹۶
۸-۳-۱-۱- روش اعمال بار یکنواخت ۹۶
۸-۳-۱-۲- روش تحلیل طیفی چند مودی ۹۹
۸-۳-۱-۳-روش آنالیز دینامیکی تاریخچه زمانی خطی ۱۰۰
۸-۳-۲- محدودیت‌های کاربرد روش نسبت ظرفیت به تقاضای اعضا و اجزای پل ۱۰۲
۸-۴- روش طیف ظرفیت ۱۰۲
۸-۴-۱-اسلوب‌شناسی ۱۰۲
۸-۴-۲- ظرفیت پل ۱۰۳
۸-۴-۲-۱- کلیات ۱۰۳
۸ -۴-۲-۲- منحنی ظرفیت پل ۱۰۴

۸-۴-۳- تقاضای ناشی از اعمال آثار مخرب زمین لرزه بر سازه ۱۰۷
۸-۴-۴-طیف نسبت ظرفیت به تقاضا ۱۰۹
۸-۴-۴-۱- محاسبهٔ نسبت‌های ظرفیت به تقاضای پل ۱۰۹
۸-۴-۴-۲- محاسبهٔ پاسخ پل ۱۱۱
۸-۴-۵- محدوده کاربرد روش طیف ظرفیت ۱۱۶
۸-۵- روش بررسی نسبت ظرفیت به تقاضای سازه (روش بار افزون) ۱۱۶
۸-۵-۱- ارزیابی ظرفیت تغییرمکانی پل ۱۱۶
۸-۵-۲- محاسبه تقاضا ۱۱۸
۸-۵-۳- محدودیت روش ارزیابی نسبت ظرفیت به تقاضای سازه پل ۱۱۹
۸-۶- ارزیابی به کمک روش دینامیکی غیرخطی ۱۱۹

فصل نهم : ارزیابی کمّی ظرفیت

۹-۱- مراحل ارزیابی کمّی ۱۲۵
۹-۲- ارزیابی پل از دیدگاه طراحی مفهومی لرزه‌ای ۱۲۵
۹-۲-۱- مسیر انتقال بارها ۱۲۵
۹-۲-۲- مدل‌سازی پل‌ها برای تحلیل تقاضا ۱۲۶
۹-۲-۲-۱- توزیع جرم ۱۲۷
۹-۲-۲-۲- مدلسازی سختی و خواص مصالح ۱۲۸
۹-۲-۲-۳- مدلسازی پایه‌ها ۱۲۸
۹-۲-۲-۴- سازهٔ عرشه ۱۳۰
۹-۲-۲-۵- میرایی ۱۳۱
۹-۳- جابه‌جایی دایمی خاک ۱۳۲
۹-۴- ترکیب آثار ناشی از زلزله ۱۳۲
۹-۴-۱- بارگذاری لرزه‌ای در یک امتداد ۱۳۲
۹-۴-۲- ترکیب نیروهای ناشی از زلزله در دو یا سه امتداد متعامد ۱۳۲
۹-۴-۳- ترکیب به نسبت‌های ۱۰۰٪ و ۳۰٪ ۱۳۳
۹-۴-۴- ترکیب پاسخ برای اعضاء تحت خمش دو محوری ۱۳۳
۹-۵- آثار شتاب قائم حرکت زمین ۱۳۴
۹-۶- مقاومت اعضا ۱۳۵
۹-۶-۱- مقاومت اسمی، Sn ۱۳۵
۹-۶-۲- مقاومت طراحی، Sd ۱۳۵
۹-۶-۳- مقاومت مورد انتظار، Se ۱۳۶

۹-۶-۴- مقاومت افزون، So ۱۳۶
۹-۷- مفاهیم طراحی ظرفیتی ۱۳۷
۹-۷-۱- پایه تک ستونی ۱۳۷
۹-۷-۲- پایه‌های چند ستونه ۱۳۷
۹-۸- ظرفیت مقاومتی اعضای پل ۱۳۹
۹-۸-۱- مقاومت خمشی ستون‌ها و تیرهای بتن‌آرمه ۱۳۹
۹-۸-۱-۱- مقاومت خمشی مورد انتظار ۱۳۹
۹-۸-۱-۲- ظرفیت افزون خمشی ۱۴۰
۹-۸-۱-۳- مقاومت خمشی ستون دارای وصله آرماتور در ناحیه تشکیل مفصل پلاستیک ۱۴۲
۹-۸-۲-مقاومت برشی ستون‌ها و تیرهای بتن‌آرمه ۱۴۳
۹-۸-۲-۱- مقاومت برشی اولیه Vi ۱۴۳
۹-۸-۲-۲- مقاومت برشی نهایی، V_f ۱۴۴
۹-۸-۳- مقاومت برشی اتصالات تیر به ستون ۱۴۵
۹-۸-۳-۱- مقاومت برشی اتصال ۱۴۵
۹-۸-۳-۲- حداکثر مقاومت اتصال تیر به ستون، V_{ji} (مقاومت برشی اولیه) ۱۴۵
۹-۸-۳-۳- مقاومت اتصال تیر به ستون ترک‌خورده، V_{jf} (مقاومت برشی نهایی پس‌ماند) ۱۴۵
۹-۸-۴- ظرفیت تغییرشکل اعضای پل ۱۴۶
۹-۸-۴-۱- انحنای پلاستیک و دوران مفصل پلاستیک، ϕ_p ۱۴۶
۹-۸-۴-۲- دوران مفصل پلاستیک، θ_p ۱۴۷
۹-۸-۵- حالات حدی مبتنی بر تغییر شکل ۱۴۷
۹-۸-۵-۱- خرابی فشاری بتن غیر محصور ۱۴۷
۹-۸-۵-۲- خرابی فشاری بتن محصور ۱۴۷
۹-۸-۵-۳- کمانش آرماتورهای طولی ۱۴۸
۹-۸-۵-۴- شکست فولاد طولی ۱۴۸
۹-۸-۵-۵- خستگی کم تواتر فولاد طولی ۱۴۸
۹-۸-۵-۶- خرابی در ناحیه وصله آرماتورهای طولی ۱۴۹
۹-۸-۵-۷- حالت طول وصلهٔ بلند ۱۴۹
۹-۸-۵-۸- حالت طول وصله کوتاه ۱۴۹

فصل دهم : ارزیابی شالوده و پی

۱۰-۱-کلیات ۱۵۳
۱۰-۲- مدل‌سازی ۱۵۳
۱۰-۲-۱- شالوده‌های سطحی منفرد ۱۵۳
۱۰-۲-۲- پی‌های شمعی ۱۵۴
۱۰-۲-۳- سختی و ظرفیت شالوده‌ها ۱۵۴
۱۰-۳- ارزیابی شالوده‌های منفرد سطحی ۱۵۵
۱۰-۳-۱- شالوده‌های انعطاف‌پذیر ۱۵۷
۱۰-۳-۲- پارامترهای ظرفیت پی ۱۵۷
۱۰-۴- دیوارهای حایل پایه‌های کناری ۱۵۸
۱۰-۴-۱- ظرفیت پایه کناری ۱۵۹
۱۰-۴-۱-۱- در امتداد طولی ۱۵۹
۱۰-۴-۱-۲- محاسبه نیروی ناشی از فشار مفعولی ۱۶۰
۱۰-۴-۱-۳- محاسبه سختی کوله در امتداد طولی ۱۶۰
۱۰-۴-۲- تقاضای تغییر مکانی شالوده ۱۶۱
۱۰-۴-۲-۱- منابع ایجاد تقاضای تغییر مکانی متزاید ۱۶۱
پیوست الف-تحلیل لرزه‌ای پل‌ها ۱۶۵
پیوست ب-مفاهیم طراحی ظرفیتی ۱۹۷
پیوست پ- راهنمای بهسازی لرزه‌ای ۲۰۳
پیوست ت- روند عملیاتی ارزیابی به روش نسبت ظرفیت به تقاضا ۲۱۳
پیوست ث- جدول توجیه فنی و اقتصادی طرح بهسازی ۲۴۷
پیوست ج-راهنمای مطالعات میدانی و گردآوری اطلاعات ۲۵۱
پیوست چ- شناسنامه فنی فشرده پل‌ها ۲۹۵
پیوست ح- روش‌های پیش‌بینی عمر مفید باقیمانده پل‌های بتنی ۳۱۳
پیوست خ- مثال کاربردی ۳۲۱
فهرست مراجع ۳۸۷
واژه نامه ۳۹۳
خلاصه انگلیسی

نمـــادهـــا

مساحت سطح مقطع یک ساق آرماتور عرضی یا دور پیچ	A_{bh}
مساحت سطح هستهٔ بتنی محصور	A_{cc}
مساحت سطح مؤثر برشی (که در این راهنما برای مقـاطع دایروی و راست گوشه برابر با $۰/۸A_g$ فـرض مـی-گردد)	A_e
مساحت سطح مقطع ظاهری بتن ستون	A_g
مساحت سطحی از اتصال که در برش افقی اندازه‌گیری می‌شود	A_{jh}
مساحت سطح مقطع تنگ‌ها (آرماتورهای عرضی)	A_v
مساحت سطح برشی مقطع	A_w
عرض سازه عرشه عرض بال شمع فولادی با مقطع H شکل عرض پی منفرد	$*\{B$
ضریب میرایی	B_L
ضریب تقاضای زلزله	C_d
بعد کوچکتر ستون بعد ظاهری مقطع	$*\{D$
فاصله موجود در درز فیمابین عرشه و کوله	D_g
بعد ستون فولادی در امتداد محور ضعیف خمشی	D_p
فاصله بین لایه‌های خارجی آرماتورهای طولی قطر دایره تشکیل‌دهنده گام آرماتور دور پیچ در مقاطع دایروی یا فاصلهٔ خارج به خارج آرماتور طـولی در مقـاطع راست گوشه فاصلهٔ مرکز تا مرکز بین لایه‌های خارجی فولاد طولی در مقاطع راست گوشه در امتداد عمود بر محور خمش	$*\{D'$
قطر کل دور پیچ یا آرماتور حلقوی یا فاصله بین دو ساق تنگ پیرامونی از مرکز تا مرکز آرماتور عرضـی (قطـر کل دور پیچ یا آرماتور حلقوی از محور تا محور آرماتور عرضی)	D''
مدول الاستیسیته	E
مدول الاستیسیته بتن	E_c
مدول الاستیسیتهٔ فولاد	E_s

نیروی جانبی	F
ضرایب ساختگاه	F_v, F_a
ضریب اطمینان	F_v
نیروی متناظر با حد رفتار کلی ارتجاعی سیستم	F_y
ارتفاع دیوار برحسب متر ارتفاع آزاد ستون iاُم ارتفاع آزاد ستون ارتفاع بلندترین پایه بین درزهای انبساط، برابر با صفر برای پل‌های تک دهانه	$*\{H$
ضریب اهمیت	I
لنگر اینرسی مقطع ظاهری	I_g
مدول برشی خاک	G
مدول برشی اولیه در مرحله آغازین بارگذاری چرخه‌ای، در هر لایه خاک	$G_\circ$
ضریب مربوط به موقعیت مرکز سطح بلوک تنشی بتن	κ_o
سختی الاستیک پل درجهت مورد نظر (عرضی یا طولی)	K_1
سختی معادل خط رفتار الاستوپلاستیک در امتداد مورد نظر (عرضی یا طولی)	K_2
سختی فرا الاستیک که در آن اثر $P.\Delta$ ملحوظ نشده است	$K_۲$
سختی فرا الاستیک که در آن اثر $P.\Delta$ ملحوظ شده است	$K'_۲$
سختی اولیه سکانتی	$K_{eff,i}$
سختی مؤثر نهایی	$K_{eff,f}$
ضریب شکل مقطع	K_{sh}
طول پی منفرد بعد پی منفرد در جهت اعمال خمش طول برشی یا ارتفاع مؤثر ستون (فاصله بین درزها)	$*\{L$
طول معادل مفصل پلاستیک	L_P
ظرفیت خمشی نهایی	M_c

مقاومت خمشی مورد انتـظار	M_e
ظرفیت اسمی لنگر مقطع لنگر پلاستیک اسمی ستون iاُم که از منحنی اندرکنش ستون iاُم با حضور بار محـوری و بـا توجـه بـه ابعـاد و جزییات اجرایی ستون تعیین می‌گردد لنگر اسمی سیلان عضو	$*\{M_n$
ظرفیت لنگر پلاستیک	M_p
ظرفیت افزون خمشی	M_{Po}
طول دهانه برشی یک عضو طرّه‌ای معادل با لنگر انتهایی M و نیروی برشی V	M/V
نمایشگر مؤلفه در امتداد x گشتاور ناشی از آثار مرتبط با امتداد افقی عرضی (T) افقی طولی (L) و قائم (V)	M_x
طول نشیمن حداقل تعداد ضربات حاصله از آزمایش ضربه و نفوذ استاندارد به صورت اصلاح و نرمالیزه شده برای تنش محصورکنندهٔ $۱۰t/m^۲$(یک کیلوگرم بر سانتیمتر مربع)	$*\{N$
نیروی محوری ستون، ناشی از بارهای ثقلی بار محوری ناشی از بارها و عوامل غیر لرزه‌ای بار قائم وارده بر شالوده اندیس اولویت پل نیروی فشاری ستون	$*\{P$
نیروی محوری ستون ناشی از ترکیب بارهای مرده و زلزله	P_e
تنش کششی اصلی	P_t
ظرفیت محوری ستون در مرحله شروع جاری‌شدن یک یا تعدادی از آرماتورهای ستون	Py
تقاضای تغییرمکانی یا نیرویی عضو مورد نظر ناشی از بارگذاری لرزه‌ای	Q_{EQ}
نسبت نیروی الاستیک ستون (F_{el}) به ظرفیت جانبی آن (V_u) یا: $R = F_{el}/V_u$ نسبت نیروی الاستیک وارده بر پایه به ظرفیت برشی آن	$*\{R$

ظرفیت تغییرمکانی نهایی اسمی یا ظرفیت نیرویی اسمی عضو سازه مورد نظر	R_C
شتاب طیفی	S_a
تغییرمکان طیفی	S_d
اعمال ضریب افزایش	S_e
شتاب طیفی پاسخ، متناظر با پریود ۱ ثانیه	S_{D1}
به ترتیب شتاب طیفی متناظر با پریودهای ۰/۲ ثانیه و ۱/۰ ثانیه	S_{D1}, S_{DS}
ضرایب بازتاب سازه پل‌هایی با پریود اساسی ارتعاش ۰/۲ و ۱/۰ ثانیه؛ برای پل‌های واقع در بستر سنگی، مقادیر بیشینه شتاب مربوط	S_1, S_s
پریود ارتعاشی پل پریود ارتعاش طبیعی پل ضخامت دیواره	$*\begin{cases} T \end{cases}$
دوره بازگشت	T_R
نیروی برشی ناشی از ایجاد میدان کششی قطری در بتن	V_{ci}
مقاومت برشی کاهش یافته نهایی قابل تحمل بتن پس از بروز پلاستیسیته در محل تشکیل لولای پلاستیک، ناشی از آثار بارگذاری چرخه‌ای	V_{cf}
حداکثر مقاومت اتصال تیر به ستون	V_{ji}
مقاومت برشی نهایی	V_f
نیروی برشی ناشی از عملکرد فشاری ستون	V_P
نیروی برشی ناشی از مشارکت آرماتورهای فولادی از طریق عملکرد خرپاگونه	V_s
وزن جرم نوسان‌کننده (برابر با وزن سازهٔ عرشه و روسازی و بخشی از پایه‌ها و سرستون‌ها)	W
وزن لرزه‌ای مرتبط با هر ستون	W'
کمیت مرتبط با میزان محصورکنندگی آرمارتورهای دور پیچ یا حلقوی برای دور پیچ برابر با ۰/۵ و برای آرماتورهای عرضی حلقوی برابر۰/۱	X
فاصلهٔ مرکز تا مرکز آرماتورهای عرضی برشی در امتداد عرض مقطع راست‌گوشه برای ستون‌های با مقطع مربع	b_w

c *	فاصله از آخرین تار فشاری قشر بتنی محافظ آرماتور تا محور خنثای مقطع که انتظار می‌رود این قشر محافظ تحت تأثیر بارهای سیکلیک ریزش نماید
d *	فاصلهٔ لایه خارجی فولاد طولی از آخرین تار فشاری بتن عمق لایه
d_b *	قطر آرماتور طولی در ناحیه وصله قطر آرماتور کششی طولی (قطر آرماتور طولی وصله شده)
d_w	عمق سفره آب طبیعی بر حسب متر
d'	فاصلهٔ آخرین تار فشاری تا مرکز نزدیک‌ترین فولاد فشاری
d''	فاصله آخرین تار فشاری قشر بتنی محافظ آرماتور تا مرکز سطح محصور شده توسط آرماتور عرضی
f'_c	مقاومت فشاری بتن
f'_{cc}	مقاومت بتن محصور شده
f'_{ce}	مقاومت مورد انتظار بتن پوششی ناحیه وصله
f_{Su}	مقاومت کششی نهایی آرماتور طولی براساس آزمایش‌های کوپن کششی تعیین می‌گردد، در غیاب آزمایش، برابر با $1/5\ f_{ye}$
f_h	تنش محوری افقی میانگین وارده بر اتصال
f_{ye}	مقاومت سیلان مورد انتظار آرماتور طولی در ناحیه وصله
f_{yh}	تنش سیلان آرماتور عرضی یا دور پیچ
f_{yh}	تنش سیلان فولاد عرضی
f_y	مقدار مشخصه تنش جاری‌شدن آرماتور فولادی
f_v	تنش محوری میانگین اتصال
l_{ls}	طول وصله
l_s	طول وصله مورد نیاز
q	فشار ناشی از بار قائم بر واحد سطح خاک زیر شالوده

مقاومت نهایی (ظرفیت خاک) در واحد سطح	q_C
نسبت ظرفیت به تقاضا برای حالت حدی iام	(r_{Lsi})
رتبه لرزه‌ای	r_s
رتبه وضعیت در مقابل عوامل غیر لرزه‌ای	r_{ns}
فاصله آرماتورهای عرضی در امتداد طول ستون فاصله گام دور پیچ یا آرماتورهای عرضی حلقوی	$*\begin{cases} s \end{cases}$
فاصلهٔ گام‌های دورپیچ‌ها یا تنگ‌ها	S
ضرایب بلوک تنشی بتن محصور	α و β
نسبت تنش متوسط بتن تحت فشار به مقاومت بتن محصور	α
عمق بلوک تحت تنش بتن	β
وزن مخصوص خاک	γ
وزن مخصوص آب برحسب تن بر متر مکعب	γ_w
کرنش فشاری نهایی بتن هسته محصور شده	ε_{cu}
کرنش متناظر با تنش حداکثر در آرماتور عرضی	ε_{su}
کرنش متناظر با کمانش میلگرد	ε_b
دامنه کرنشی پلاستیک	ε_{ap}
کرنش متناظر با جاری شدن آرماتور فولادی	ε_y
کرنش متناظر با جاری شدن آرماتور فولادی، برابر با $\frac{f_y}{E_s}$	ε_y
کرنش کششی به میزان بحرانی	$\varepsilon_{s\max}$
زاویه صفحهٔ شکست اصلی با صفحهٔ قائم	θ
دوران مفصل پلاستیک	θ_p
نسبت شکل پذیری انحنا در آستانه از بین رفتن پیوستگی در ناحیه وصله پوششی	$\mu_{ls\phi}$

تنش قائم مؤثر برحسب تن بر متر مربع	$\sigma'_{\circ}$
ضریب کاهش مقاومت مورد انتظار	ϕ
مقاومت اسمی	ϕ_e
ضریب مقاومت ذخیره	ϕ_o
دوران مفصل پلاستیک	ϕ_p
انحنای اسمی متناظر با مرحله آغازین جاری‌شدن	ϕ_y
تغییرمکان سازه عرشه نسبت به تکیه‌گاه تغییرمکان متناظر با شکل‌پذیری معین	$* \begin{cases} \Delta \end{cases}$
تقاضای تغییرمکانی نسبی حاصل از تحلیل طیفی	Δ_e
تغییرمکان بیشینهٔ هدف	$\Delta_{\max}$
تغییرمکان در مرحله آغازین جاری شدن (متناظر با حد رفتار ارتجاعی موضعی یا کلی سیستم)	Δ_y
تغییرمکان نهایی	Δ_u
تغییرمکان الاستیک	Δ_e
نسبت پواسون	$\boldsymbol{v}$
سرعت امواج برشی در لایه‌های خاک مورد مطالعه	v_s
تنش برشی میانگین اتصال	v_j
نسبت مساحت کل آرماتور طولی به مساحت سطح مقطع ظاهری ستون	ρ_t
نسبت حجمی آرماتور عرضی برشی	ρ_v
نسبت حجمی فولاد عرضی	ρ_s
فرکانس زاویه‌ای بر حسب رادیان بر ثانیه	$\boldsymbol{\omega}$
ضریب منعکس کنندهٔ شرایط سرحدی ستون	$\boldsymbol{\Lambda}$
حاصل ضرب بیشینه شتاب حرکت زمین برای دوره بازگشت ۴۷۵ ساله در ضریب بازتاب بر اساس ویرایش سوم آیین‌نامه ۲۸۰۰	$\boldsymbol{(A \,.\, B)}$

مجموع تقاضای تغییرمکانی یا نیرویی یک عضو، ناشی از عوامل و بارهای غیر لرزه‌ای، مطابق آیین‌نامه‌های معتبر بارگذاری پل‌ها (از جمله مشخصات فنی AASHTO LRFD - 2002) $\sum Q_{NSI}$

تغییرمکان در مرحلهٔ آغازین جاری‌شدن $\Delta_{LS2} = \Delta_{\theta p}$

تغییرمکان متناظر با میزان معینی از چرخش لولای پلاستیک، طول نشیمن موجود سازهٔ عرشه بر کوله یا سر ستون $* \begin{cases} \Delta_{LS1} = \Delta_y = \theta_p H \\ \Delta_{LS2} = N_o \end{cases}$

تنش جانبی محصورکنندهٔ ناشی از آرماتورهای عرضی در حد جاری‌شدن $f_l^{'} = \frac{1}{2} k_e \rho_s f_{yh}$

نسبت حجمی آرماتورهای دورپیچ به بتن هسته مرکزی $\rho_s = \frac{4 A_{bh}}{sD^{''}}$

ضریب تأثیر محصورکنندگی آرماتورهای دور پیچ یا حلقوی $k_e = \frac{1 - x\frac{s}{D^{''}}}{1 - \rho_{cc}}$

طول وصله لازم محاسبات $l_s = 0/4 \frac{f_{ye}}{\sqrt{f_{ce}^{'}}} d_b$

شتاب طیفی پاسخ متناظر با پریود ارتعاش ۰/۲ ثانیه T_S

تغییر مکان بیشینه بر اساس چرخش لولای پلاستیک $\Delta_{\max} \le \theta_p H$

تغییر مکان بیشینه بر اساس اثر $P.\Delta$ $\Delta_{\max} \le 0/25\ C_C\ W'(H/P)$

صلبیت خمشی مؤثر منعکس کنندهٔ میزان ترک‌خوردگی عضو $E_c I_{eff}$

نمادهای نمایشگر نسبت‌های ظرفیت به تقاضا

الف- نسبت‌های ظرفیت به تقاضا برای ارزیابی طول نشیمن و قیود تکیه‌گاهی

نسبت ظرفیت به تقاضای تغییرمکانی برای پایه کناری (کوله‌ها)	r_{ad}
نسبت ظرفیت به تقاضای تغییرمکانی برای نشیمن تکیه‌گاهی یا درز انبساط	r_{bd}
نسبت ظرفیت به تقاضای نیرویی برای تکیه‌گاه یا قید ضامن درز انبساط	r_{bf}

ب- نسبت ظرفیت به تقاضا برای ارزیابی ستون‌ها

نسبت ظرفیت به تقاضا برای مهار آرماتورهای طولی ستون	r_{ca}
نسبت ظرفیت به تقاضا برای طول وصله آرماتورهای طولی ستون	r_{cs}
نسبت ظرفیت به تقاضا برای لنگر خمشی ستون	r_{ec}
نسبت ظرفیت به تقاضا برای آرماتورهای محصورکننده هسته بتنی ستون	r_{cc}
نسبت ظرفیت به تقاضا برای نیروهای برشی ستون	r_{cv}

پ- نسبت‌های ظرفیت به تقاضا برای ارزیابی شالوده

نسبت‌های ظرفیت به تقاضای لنگر خمشی شالوده	r_{ef}
نسبت‌های ظرفیت به تقاضای دوران شالوده	r_{fr}

ت- نسبت ظرفیت به تقاضا برای ارزیابی خاک

نسبت ظرفیت به تقاضای مرتبط با شتاب به‌منظور ارزیابی بروز روانگرایی	r_{s1}

بخش ۱

کلیات و مفاهیم بنیادین

فصل ۱

ملاحظات مقدماتی در ارزیابی آسیب‌پذیری و بهسازی لرزه‌ای پل‌ها

۱-۱- کلیات

این راهنما ضوابط، معیارها و مشخصات فنی مطالعات ارزیابی آسیب‌پذیری و بهسازی لرزه‌ای پل‌ها را در برمی‌گیرد. در این راهنما ملزومات و شرایط اختیار برنامه و روند مطالعات ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای، بررسی گزینه‌های ذیربط بهسازی و انتخاب گزینه برتر و همچنین شیوه‌های برنامه‌ریزی و انجام اقدامات عملی بهسازی لرزه‌ای پل‌های مشمول این راهنما ارایه گردیده است و شامل موارد زیر می‌باشد:

- فرایند شناسایی پل‌های آسیب‌پذیر و اولویت‌بندی اقدامات عملی جهت برنامه‌ریزی اجرایی مطالعات.
- اسلوب‌شناسی ارزیابی کیفی آسیب‌پذیری لرزه‌ای پل‌های موجود.
- اسلوب‌شناسی ارزیابی کمّی تقاضا و ظرفیت لرزه‌ای پل‌های موجود.
- ارزیابی میزان اثربخشی شیوه‌های بهسازی لرزه‌ای پل‌ها، با در نظر گرفتن:
  - نوع، ماهیت و میزان گستردگی نارسایی‌ها،
  - امکانات، منابع و اهداف قابل حصول،
  - سهولت یا صعوبت عملیت اجرایی راه‌کارها،
  - هزینه‌های اولیه و دوره بهره‌برداری باقیمانده،
  - سایر عوامل فنی و اقتصادی.
- ملزومات طراحی و راه‌کارهای بهسازی لرزه‌ای پل‌های مشمول این راهنما.
- شیوه‌های مستندسازی فرایندهای مطالعاتی و عملیاتی و ارایهٔ مشخصات فنی مربوط.
- روند عملیات اجرایی بهسازی و روش‌های اعمال مدیریت کیفیت فراگیر.
- پایش پل بهسازی‌شده.
- اصول بهره‌برداری و نگهداری.

۱-۲- دامنه کاربرد

- این راهنما ملزومات ارزیابی آسیب‌پذیری و در صورت نیاز، بهسازی لرزه‌ای پل‌های بتن‌آرمه و فولادی، شامل پل‌های راه و راه‌آهن را در انواع ساختارها و فرم‌ها، به استثنای پل‌های کابلی (ترکه‌ای) و معلق در بر می‌گیرد. مفاهیم این راهنما عمدتاً پل‌های دارای انتظام هندسی و نظم در توزیع سختی و جرم، با طول دهانه‌های کوچکتر از ۱۲۰ متر و با تعداد دهانه‌های حداکثر۲۰ دهانه با عملکرد توأم لرزه‌ای و با ساختارهای سازه عرشه متشکل از دال، تیر دال، مجوف، سلولی و جعبه‌ای بتن‌آرمه ـ اعم از درجا، پیش‌ساخته و پیش‌تنیده ـ و همچنین متشکل از تیر ورق‌های فولادی مختلط با بتن یا دارای عرشه ارتوتروپیک فولادی و پل‌های خرپایی را شامل می‌گردد که بر کوله‌های باز یا بسته و پایه‌های منفرد (تک ستونه یا دیواره‌ای) یا متشکل از ستون و سرستون بتن‌آرمه یا فولادی یا برج‌های فضاکار فولادی ـ با یا بدون قیود حرکتی ـ به صورت ساده، غلطکی ـ لغزشی، پیوسته یا ناپیوسته اتکا

یافته‌اند. همچنین، این راهنما ملزومات حداقل مطالعات ارزیابی آسیب‌پذیری و بهسازی لرزه‌ای به منظور کاربرد در مورد پل‌های دارای ویژگی‌های هندسی پیچیده، پل‌های نامنظم و همچنین قوسی (کلافدار و بدون کلاف) را نیز ارایه می‌نماید.

- این راهنما برای مناطق لرزه‌خیزی نسبتاً کم تا بسیار زیاد مطابق با پهنه‌بندی استاندارد شماره ۲۸۰۰ ایران کاربرد خواهد داشت.

۱-۳- شرایط و محدودیت های کاربرد

- بهسازی لرزه‌ای پل‌ها باید با معیارها و روش‌های ارایه شده در این راهنما و به قصد نیل به اهداف عملکردی بهسازی مندرج در این راهنما صورت گیرد.

- کاربران این راهنما باید در زمینه مباحث طراحی لرزه‌ای پل‌ها صلاحیت داشته و بر اصول و مفاهیم ارزیابی آسیب‌پذیری و بهسازی لرزه‌ای پل‌ها مسلط باشند و همراه با انجام مطالعات سیستماتیک به شرح مندرج در این راهنما، قادر باشند اصول قضاوت مهندسی جامع‌نگرانه را که لازمهٔ انتخاب سطوح منطقی عملکردی و اهداف مطالعات ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای و بهسازی یا مقاوم‌سازی پل تلقی می‌گردند، به‌کارگیرند.

- در این راهنما کوشش به عمل آمده است تا مبانی نظری و فنی مطروحه، معرفت زمان را شامل شود؛ ولی نباید به وسیله‌ای تبدیل گردد تا از روش‌های ابتکاری مبتنی بر مطالعات منطقی و قابل دفاع مهندسی ممانعت به عمل آید.

۱-۴- سایر استانداردها و مدارک و متون فنی مرتبط با راهنما

در مواردی‌که بین مفاد این راهنما با سایر آیین‌نامه‌ها، دستورالعمل‌ها و مشخصات فنی ابلاغ‌شده از سوی مراجع ذیصلاح تفاوت یا تناقضی مشاهده گردد، مشخصات، ضوابط و ملزومات مندرج در این راهنما در مورد سازه‌های مشمول این راهنما حایز اولویت بوده و نافذ خواهند بود. در موارد لازم، به استانداردها، مقررات، آیین‌نامه‌ها و دستورالعمل‌های ملی رجوع داده شده و در موارد کمبود مدارک ملی، به استانداردهای معتبر جهانی با ذکر شیوه‌های کاربرد همساز و هماهنگ استانداردهای مزبور با این راهنما، رجوع خواهد گردید.

۱-۵- واحدها

ساختار واحدهای مورد استفاده در ارتباط با کمیت‌های مورد بحث در این راهنما ساختار بین‌المللی واحدها (SI) می‌باشد.

۱-۶- نمادها

نمادهای بکار گرفته شده در این راهنما به طور کلی منطبق با نمادهای متحدالشکل مورد تأیید سازمان بین‌المللی استانداردها (ISO) می‌باشد و جز در مواردی‌که به صراحت قید گردد، از این نمادها بهره‌گیری به عمل خواهد آمد.

۱-۷- مفاهیم اولیه

- این راهنما براساس روش‌های طراحی و بهسازی لرزه‌ای مبتنی بر مفاهیم عملکردی تدوین گردیده‌است و به طور عمومی، اهداف عملکردی را برای دو سطح خطر زمین‌لرزه منظور می‌دارد و با در نظر گرفتن میزان اهمیت پل، عمر مفید باقیمانده فعلی و مورد نظر پس از بهسازی، لرزه‌خیزی، شرایط ساختگاهی و خطرپذیری ژئوتکنیکی و همچنین گستره و میزان آسیب‌پذیری لرزه‌ای پل اهداف عملکردی مورد نظر تعیین می‌گردد.

- توصیه‌های مطروحه در این راهنما در ارتباط با روش مبتنی بر یک سطح خطر زمین‌لرزه و یک تراز عملکردی متناظر با آن را نباید به عنوان گزینه جایگزین روش مبتنی بر دو سطح خطر زمین‌لرزه و ترازهای عملکردی مربوطه تلقی نمود؛ زیرا با توجه به فلسفه متفـاوت حاکم بر این دو دیدگاه، در حالت کلی نتایج متفاوتی از اعمال دو روش مزبور حاصل خواهد گردید. بنابراین مطالب ذیربط این راهنما در مورد روش تک‌سطحی صرفاً به منظور ارایه طریق حتی‌المقدور همساز با فلسفه ارزیابی و بهسازی لرزه‌ای عملکردی درج گردیده و مختص مواردی است که به دلایل قابل توجیه برای پروژه خاص و در شرایط خاص، در مورد ارزیابی بر اساس روش تک سطحی اتخاذ تصمیم شده‌باشد.

- ارزیابی مبتنی بر روش تک‌سطحی برای پل‌هایی که بر اسـاس تعـاریف این راهنما در زمره پل‌های مهم طبقه‌بندی می‌گردند، مجاز نمی‌باشد.

- در چارچوب مطالعات بهسازی، با توجه به دیدگاه‌های اقتصاد مهندسی مرتبط، اهداف ایمنی و عملکردی و همچنین اعتمادپـذیری، به‌طور معمول با آنچه در مورد احداث پل‌های موجود مطرح است، متفاوت اختیار می‌گردند.

- آنچه برای اتخاذ تصمیم در مورد بهسازی لرزه‌ای پل‌های موجود در پیش روست، می‌تواند شامل موارد زیر باشد:

- قبول ریسک و عدم اقدام در زمینه بهسـازی لـرزه‌ای، به معنـای کـاربری در وضعیت موجود
- مسدودکردن و متروکه اعلام نمودن پل و تأمین مسیر ثانویه
- جایگزین نمودن پل با پل جدید
- ارزیابی آسیب‌پذیری و در صورت نیاز، اقدام به بهسازی لرزه‌ای

- در مطالعات فنی و اقتصادی طرح‌های بهسازی باید هزینه‌های بهره‌برداری، مسدودشدن ترافیک و خسارات ثانویه ناشی از آن، که به‌طور معمول قابل ملاحظه است، ملحوظ نمود.

- در اغلب موارد از دیدگاه عملی و کاهش تداخل با ترافیک متعارف و همچنین از جنبه‌های فنی و اقتصادی، مناسب خواهد بود که عملیات بهسازی لرزه‌ای را همراه با سایر عملیات مورد نیاز یا برنامه‌ریزی شده برای ارتقا و بازیافت توان خدمت‌رسانی متعارف پل در مقابل عوامل دیگر (غیر از نیروهای ناشی از زمین لرزه) توأماً به انجام رساند.

– در موارد ممکن و عملی، توصیه می‌شود اعضا و عناصر نارسا و آسیب‌پذیر پل با استاندارد طراحی پل‌های جدیدالاحداث مقاوم‌سازی یا جایگزین شوند.

– مقاوم‌سازی، ایمن‌سازی یا بهسازی لرزه‌ای پل در حالات متنوعی که از نظر فنی و اقتصادی توجیه‌پذیر باشد، ممکن است به صورت اقدامات مرحله‌بندی شده در طول عمر مفید پل نیز صورت گیرد.

– تمهیدات و تدابیر بهسازی متخذه که به منظور عملکرد مورد انتظار در زمان وقوع زلزله در طراحی و عملیات اجرایی بهسازی لرزه‌ای ملحوظ می‌گردند، باید به نحوی طراحی شوند که امکان دسترسی و بازبینی، پایش و نگهداری آن‌ها برای حصول اطمینان از ایفای وظیفهٔ به موقع و به‌گونهٔ پیش‌بینی‌شده، در صورت وقوع زلزله وجود داشته باشد.

– برخی از عوامل مؤثر در برنامه ریزی بهسازی لرزه‌ای پل‌ها، از جمله چارچوب برنامه‌های توسعهٔ ملی، منابع تأمین اعتبارات مالی، عوامل سیاسی، اجتماعی، اقتصادی، دفاعی و امنیتی علاوه بر دیدگاه‌های مهندسی باید در فرایند تصمیم‌گیری و برنامه‌ریزی، مورد توجه قرار گیرد.

۱-۸-اولویت‌بندی مطالعات ارزیابی آسیب‌پذیری و اقدامات عملی بهسازی لرزه‌ای پل‌ها

– در برنامه بهسازی لرزه‌ای پل‌هایی که آسیب‌پذیر تشخیص داده شده‌اند، بسته به گستره نارسایی‌ها، باید حالات جایگزینی کامل پل با پل جدید، مسدود نمودن و متروکه نمودن آن یا عدم انجام اقدام عملی و پذیرش ریسک و نتایج ناشی از بروز خسارت محتمل را، علاوه بر بهسازی لرزه‌ای در تراز مورد نظر، مورد بررسی قرار داد.

– برای اتخاذ تصمیم مناسب، لازم‌است به میزان اهمیت و میزان آسیب‌پذیری پل و مخاطرات ساختگاهی توجه نمود. این امر باید در اولویت‌بندی چارچوب ساختار مدیریت پل‌ها و شبکه ارتباطی راه‌های شهر، منطقه، استان یا کشور مورد بررسی قرار داده شود.

– در مرحله اول، مفید خواهد بود که با روشی سریع (روش‌های ارزیابی کیفی و یا مطالعات کمّی اولیه) به غربال اولیه به‌منظور شناسایی نارسایی‌ها و همچنین پل‌های دارای نارسایی و اولویت‌بندی مجموعه مطالعات و اقدامات پرداخته شود.

– بدیهی است پل‌های مهم در مناطق با لرزه‌خیزی خیلی زیاد و زیاد و دارای نارسایی‌های مشهود، دارای بالاترین اولویت خواهند بود. بنابراین در مرحله اول، شناسنامه فنی پل بر اساس اطلاعات موجود، مشاهدات و مطالعات میدانی تکمیل و براساس یک ساختار تخصیص امتیاز غربال‌شده و به عنوان حاصل این مطالعات، پل‌هایی که از نظر لرزه‌ای آسیب‌پذیر می‌باشند، برحسب اهمیت و میزان آسیب‌پذیری و شرایط ساختگاهی شناسایی می‌گردند و این دسته از پل‌ها در برنامه مطالعات و اقدامات عملی بهسازی لرزه‌ای حایز اولویت خواهند بود. به‌طور معمول چنین فرایندی باید سریع و در عین حال به سهولت قابل کاربرد و اعمال باشد و همچنین از دیدگاهی محافظه‌کارانه صورت گیرد.

– در روش مبتنی بر ارزیابی کیفی سریع و غربال به‌منظور اولویت‌بندی، ابتدا شیوه‌ای برای رتبه‌بندی از دیدگاه آسیب‌پذیری ارایه گردیده‌است که نتایج آن متعاقباً برای اولویت‌بندی اقدامات لازم مورد بهره‌برداری قرار داده خواهد شد.

- از جملهٔ عوامل مؤثر در رتبه‌بندی به منظور بررسی میزان آسیب‌پذیری لرزه‌ای، خطرپذیری لـرزه‌ای و مخاطـرات ژئوتکنیکی لرزه‌ای، اهمیت پل، وجود یا عدم وجود مسیرهای ثانویه ترافیکی، میزان آسیب‌پذیری لرزه‌ای پی و سازه و همچنین عوامل اجتماعی، اقتصادی و سیاسی چندی ملحوظ خواهند گردید.

- برای تمامی پل‌هایی که نیاز به بهسازی آنها در بررسی اولیه تعیین گردیده است، قبل از اقدام عملی به بهسازی لازم‌است ارزیابی تفصیلی به عمل آید. به این ترتیب نارسایی‌هایی که در ارزیابی کیفی یا کمّی اولیه مورد توجه قرار داده شده‌اند، تأیید یا رد می‌گردند. در صورت رد نارسایی و ارضای ملزومات این راهنما برای هدف بهسازی مورد نظر، مطالعات چنین پلی ادامه نخواهد یافت؛ ولی در صورت تأثیر نارسایی‌های قبلی یا کشف نارسایی‌های جدید، لازم‌است هزینه و دستاوردهای بهسازی لرزه‌ای در مطالعات تفصیلی تعیین گردد.

۱-۹- مبانی ارزیابی مبتنی بر عملکرد

- در این راهنما، روش مبتنی بر عملکرد مورد بهره‌گیری قرار داده شده است که در آن دو سطح خطر زمین‌لرزه، سطح خطر ز-۱ و سطح خطر ز-۲، منظور گردیده است.

- در روش دوسطحی با توجه به آنکه زلزله با سطح خطر ز-۱ در این راهنما در ترازی اختیار گردیده است که احتمال وقوع آن به دفعات طی یک بازه زمانی (دوره بازگشت) قابل مقایسه با عمر مفید پل قابل اعتنا باشد، تمامی پل‌ها باید قادر باشند بدون تحمل خسارت قابل ملاحظه، آثار ناشی از زلزله با چنین مشخصاتی را تحمل نمایند. در عین حال، زمین‌لرزه با بزرگای افزون‌تر و احتمال وقوع کمتری نیز باید به شرح زیر ملحوظ گردند. در این حالت نیز میزان خسـارات نباید فراتر از آنچه در تراز عملکـردی مرتبط پیش‌بینی گردیده، به‌وقوع پیوندد.

- در این راهنما، دوره‌های بازگشت ۱۵۰ سال در سطح خطر ز-۱ (سطح بهره‌برداری) و ۱۰۰۰ سال در سطح خطر ز-۲ (سطح ایمنی) در نظر گرفته شده‌اند.

- تمامی پل‌ها برای زلزله در سطح خطر ز-۱ باید رفتار کلی عمدتاً الاستیک از خود بروز دهند. تحت تأثیر این زلزله، انتظار می‌رود خسارتی بر پل وارد نگردد یا دامنهٔ خسارات جزیی باشد تا پل قادر به ارایه خدمت‌رسانی متعارف یا محدود، به صورت بلاوقفه یا حداکثر ظرف چند ساعت، باشد.

- شیوه مطالعات و همچنین تراز عملکردی مناسب، براساس عمر مفید باقیمانده (پیش‌بینی‌شده) و میزان اهمیت پل و با توجه به نسبت هزینهٔ بهسازی به منفعت حاصله تعیین می‌گردد.

- ترازهای عملکردی بالاتر برای پل‌های مهم یا با عمر مفید طولانی‌تر مورد توجه می‌باشند. اگرچه ممکن است خساراتی نیز به نحوی که ذکر خواهد شد، در این تراز قابل پذیرش باشد.

۱-۱۰-مخاطرات ژئوتکنیکی لرزه‌ای

- علاوه بر جنبه‌های عملکردی سازهٔ پل در مقابل زلزله، آثار ناشی از بروز پدیده‌هایی مانند روانگرایی، گسترش جانبی، فرونشست خاک، گسلش سطحی و آثار زمین‌لغزش، با توجه به تجارب گذشته، در این راهنما مورد توجه ویژه قرار داده شده‌اند؛ ولی مواردی از قبیل امواج دریایی ناشی از زلزله مشمول این ملزومات نمی‌گردند.

- در راهنمای حاضر، اثر پاسخ فراالاستیک سازه پل و پایه‌ها، جابه‌جایی نسبی، دوران و جابه‌جایی کوله‌ها و ستون‌ها در اثر تحریک نامتجانس تکیه‌گاه‌ها نیز مورد اشاره قرار داده شده‌اند.

۱-۱۱-طبقه‌بندی اهمیت

از دیدگاه اهمیت، دو دسته‌بندی در راهنمای حاضر منظور شده است:

- پل مهم
- پل متعارف

چارچوب تعیین شاخص‌های تمایز پل‌های مهم از پل‌های متعارف در بند ۳-۲-۶-۱ این راهنما ارایه گردیده‌است. این امر باید با توجه به تمامی عوامل ترافیکی ـ اجتماعی ـ اقتصادی ـ سیاسی ـ امنیتی ـ دفاعی، علاوه بر مسایل سازه‌ای و ساختگاهی انجام گیرد.

۱-۱۲-عمر مفید باقی‌مانده

- عمر مفید باقی‌مانده پل قبل از بهسازی عمدتاً به قدمت و وضعیت عمومی پل وابسته است. انتظار می‌رود پل‌های جدیدالاحداث، از تاریخ بررسی، به مدت طولانی‌تری مورد بهره‌برداری قرار داشته باشند و بنابراین دوره زمانی طولانی‌تری در معرض خطر زلزله قرار گیرند.

- طول عمر باقی‌مانده پل پس از بهسازی باید با انجام مطالعات توجیهی و امکان‌سنجی تعیین گردد.

- درصورتی‌که ملاحظات فنی و اقتصادی و سایر عوامل ذیربط بهسازی لرزه‌ای پل را توجیه‌پذیر نمایند، طرح بهسازی را می‌توان با قصد افزودن عمر مفید باقیمانده پل مدنظر قرار داد.

۱-۱۳- ترازهای عملکردی

در این راهنما ترازهای عملکردی مطابق فصل هفتم تعریف شده‌اند.

پس از تعیین میزان اهمیت پل و عمر مفید باقیمانده آن، می‌توان ترازهای عملکردی حداقل تعریف‌شده در این راهنما را برای زلزله در سطوح خطر مورد نظر مشخص نمود و در صورت لزوم، سطح عملکرد بالاتری را از ترازهای عملکردی حداقل ارایه‌شده در این راهنما نیز مد نظر قرار داد.

فصل ۲

فلسفه مطالعات ارزیابی آسیب‌پذیری و بهسازی لرزه‌ای پل‌ها

۲-۱- خلاصه فرایند مطالعات ارزیابی آسیب‌پذیری

در راهنمای حاضر، با ترکیب ضریب شتاب مبنا و ویژگی‌های خاک ساختگاه پل، سطوح خطرپذیری ساختگاه تعیین و با توجه به طبقه‌بندی اهمیت پل، عمر مورد نظر برای بهره‌برداری از پل پس از بهسازی و با توجه به ترازهای عملکردی موردنظر برای دو سطح خطر زمین لرزه (سطح خطر در بهره‌برداری متعارف و سطح خطر برای کنترل یا تضمین ایمنی)، گروه‌بندی بهسازی لرزه‌ای پل تعیین و حداقل ملزومات مطالعات تحلیل تقاضا و تخمین ظرفیت به منظور ارزیابی میزان آسیب‌پذیری لرزه‌ای و در صورت نیاز به بهسازی، ملزومات حداقل طراحی و ارزیابی طرح بهسازی در چارچوب این گروه‌بندی ارایه گردیده‌است. در نواحی که زلزله باورپذیر بیشینه دارای بزرگای به مراتب افزون‌تری از زلزله طراحی (با دوره بازگشت ۴۷۵ساله) باشد، لازم است پل‌های مهم (حیاتی)، که باید قادر باشند پس از وقوع زلزله مزبور خدمت‌رسانی بلاوقفه ارایـه دهند، با استاندارد ارتقا یافته‌ای نسبت به آنچه برای طراحی پل‌های جدیدالاحداث مطرح است، بهسازی شوند.

۲-۱-۱- گروه‌بندی بهسازی لرزه‌ای

- پس از تعیین میزان اهمیت پل (مهم یا متعارف)، عمر مفید باقیمانده (کوتاه یا بلند) و سطح خطر زمین‌لرزه (سطوح خطر ز-۱ و ز-۲)، هر پل را باید در قالب یک گروه بهسازی لرزه‌ای طبقه‌بندی نمود. براین اساس، نوع و میزان دقت مدل‌سازی و تحلیل به قصد ارزیابی و چارچوب مطالعات بهسازی تعیین می گردد.

- بر اساس ملزومات حداقل این راهنما، هر پل با زلزله‌های محتمل در دوره‌های بازگشت ۱۵۰ ساله (سطح بهره‌برداری) و ۱۰۰۰ ساله (سطح ایمنی) مورد بررسی قرار داده می‌شود. بنابراین باید دو تراز عملکردی در تطابق یک به یک با دو سطح خطر مزبور برای هر پل تعیین گردد. به‌طور معمول گروه بهسازی لرزه‌ای بالاتر کنترل کننده طرح بهسازی خواهد بود و برای مطالعات غربال اولیه، ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای و انتخاب تمهیدات بهسازی مورد استفاده قرار خواهد گرفت. در تمامی ساختگاه‌ها، به جز زمین‌های با خطرپذیری بسیار زیاد، سطح خطر ایمنی، طراحی را کنترل خواهد کرد. بنابراین در این راهنما، عمدتاً تأکید بر روش‌ها و ملزومات ارزیابی پاسخ در مقابل آثار ناشی از زلزله در سطح ایمنی می‌باشد. جدول ۷-۶ (فصل هفتم) نشان‌دهنده گروه‌بندی بهسازی لرزه‌ای پل‌ها برای سطح خطر ایمنی براساس ویژگی‌های ساختگاه و تراز عملکردی مورد نظر می‌باشد.

- در این راهنما، پنج گروه بهسازی لرزه‌ای در نظر گرفته شده‌است. در مورد پل‌هایی که در گروه‌بندی بهسازی لرزه‌ای (الف) قرار می‌گیرند، می‌توان از بهسازی لرزه‌ای آنها صرف‌نظر نمود یا بهسازی آن‌ها را در حد محدود به برخی موارد بسیار اضطراری و فاقد صعوبت اجرایی و بدون صـرف هزینهٔ قابل ملاحظه انجام داد یا از میان چند حالت ممکن، منطقی‌ترین حالت را برای تعیین تکلیف پل اختیار نمود. پل‌های منسوب به گروه بهسازی لرزه ای (الف) نیازی به بهسازی ندارند (چنانچه در فصل هفتم تشریح شده است، این گروه از پل‌ها شامل پل‌های تک دهانه واقع در مناطق با لرزه خیزی کم می‌باشند).

- پل‌هایی که در گروه بهسازی لرزه‌ای (ب) قرار می‌گیرند، نیاز به ارزیابی سریع کیفی، غربال و ارزیابی کمی اولیه بر اساس مدل‌های ساده‌سازی شده داشته و متعاقباً در صورت نیاز، در بهسازی آنها به منظور رفع نارسایی‌های منجر به آسیب‌پذیری لرزه‌ای، به ویژه در ارتباط با تکیه‌گاه‌ها، اتصالات، طول نشیمن سازهٔ عرشه بر پایه‌ها و کوله‌ها، وضعیت درزهای انبساط، دیافراگم‌ها و

همچنین ظرفیت شکل‌پذیری پایه‌ها و سایر نارسایی‌های مشهود در طراحی مفهومی لرزه‌ای پل و همچنین موارد اضمحلال گستردهٔ مصالح و احتمال بروز روانگرایی، باید مداقه به عمل آورد.

- برای تمامی پل‌های گروه‌بندی‌شده در چارچوب گروه‌های بهسازی لرزه‌ای (ج) تا (هـ) لازم است یک برنامه جامع ارزیابی و بهسازی دنبال گردد. در این حالت، تمامی اعضای اصلی، تکیه‌گاه‌ها، پایه‌ها و شالوده‌هایی که در مسیر انتقال نیروهای ناشی از زلزله قرار داشته و در معرض تخریب در اثر وقوع زلزله باشند، باید مورد بررسی به منظور غربال، ارزیابی و در صورت نیاز، بهسازی قرار داده شوند.

- بررسی احتمال وقوع و آثار مترتبهٔ ناشی از گسیختگی یا فرونشست خاک، بروز روانگرایی و گسترش جانبی خاک بر پی و سازه، برای گروه های بهسازی لرزه‌ای (ب) تا (هـ) ضروری است.

- گروه‌بندی بهسازی لرزه‌ای پل‌ها براساس ترکیبی از آثار مرتبط با خطرپذیری لرزه‌ای ساختگاه، اهمیت سازه و عمر مفید باقیماندهٔ پل و وضعیت پل تعیین می گردد.

- در مواردی که مطالعات تحلیل خطر ساختگاه به طور ویژه برای ساختگاه پل انجام نشده یا نتایج مطالعات ریزپهنه‌بندی قابل اتکا و قابل کاربردی برای ساختگاه پل در دست نباشد، به منظور تعیین اولیه گروه بهسازی پل، اجمالاً خطرپذیری لرزه‌ای ساختگاه مطابق آنچه در ضرایب شتاب A ـکه برای کشور به طور درشت نمود تعیین شده است ـ ملحوظ می‌گردد. این ضرایب در استاندارد شماره ۲۸۰۰ ایران برای دوره بازگشت ۴۷۵ سال و مترادف با احتمال تجاوز ۱۰ درصد در ۵۰ سال در نظر گرفته شده‌اند. متعاقباً شیوهٔ ملحوظ‌نمودن دوسطح خطر متفاوت با استاندارد شماره ۲۸۰۰ و نحوهٔ تعیین سطوح خطرپذیری لرزه‌ای دوگانهٔ مرتبط با فلسفهٔ ارزیابی آسیب‌پذیری و بهسازی لرزه‌ای مبتنی بر روش عملکردی در این راهنما تشریح خواهد شد.

۲-۱-۲- روند عملیاتی بهسازی لرزه‌ای

- روند ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای پل‌ها شامل ارزیابی تعداد متنوعی از متغیرها و فرایندها می‌باشد که اغلب ماهیت تصادفی داشته و با توجه به منابع عدم قطعیت موجود، قضاوت مهندسی قابل ملاحظه‌ای را طلب می‌نماید.

- مطالعات را می‌توان در سه مرحله اصلی به نتیجه رساند:
- غربال اولیه (کیفی وکمی)
- ارزیابی تفصیلی
- در صورت نیاز به بهسازی: بررسی گزینه‌ها، اتخاذ راه‌کارها، رویکردها و شیوه‌ها، تدابیر و تمهیدات بهسازی.

۲-۱-۳- غربال اولیه

- در این راهنما غربال اولیه براساس داده‌های مضبوط در شناسنامهٔ فنی فشرده پل با اعمال روش تخصیص امتیاز ارایه شده در پیوست (چ) این راهنما صورت می‌گیرد. به این ترتیب که شناسنامه فنی پل تکمیل و براساس پاسخ‌های آن در ارتباط با جنبه‌های مهم طراحی مفهومی لرزه‌ای، رتبه‌بندی وضعیت پل از دیدگاه آسیب‌پذیری لرزه‌ای صورت می‌گیرد. برخی از عوامل مهمی که در فرایند رتبه‌بندی لرزه‌ای پل‌ها مورد توجه قرارداده می‌شوند، عبارت‌اند از عوامل مؤثر بر آسیب‌پذیری لرزه‌ای مجموعه پل، با توجه

به طراحی مفهومی لرزه‌ای پل، پیکربندی و مسیر انتقال بارها، وضعیت فعلی مصالح و اعضا و اجزای سازه و پی پل، خطرپذیری لرزه‌ای و ژئوتکنیکی ساختگاه، میزان اهمیت و عمر مفید باقیماندهٔ پل.

– لازم است رابطه پل با سایر پل‌های شبکه راه یا مسیر مورد بررسی قرار داده شود. در یک مسیر راه آهن، در صورتی‌که یک پل رتبه نامطلوبی از نظر آسیب‌پذیری داشته باشد و بقیه پل‌ها از نظر آسیب‌پذیری ریسک کمتری داشته باشند، بهسازی صرفاً یک پل مسیر مزبور با وضعیت آسیب‌پذیری که حاکی از ریسک بیشتر آن باشد، مشکل عمده‌ای را از نظر کسب اطمینان از برقراری ارتباط لازم از طریق مسیر مزبور پس از وقوع زلزله محتمل، به ویژه در سطح خطر بالاتر، حل نمی‌نماید. بنابراین قرار گرفتن پل‌ها به صورت سری یا موازی و وجود مسیر جایگزین باید در اولویت‌بندی مورد توجه قرار داده شود.

– در نواحی پر ازدحام شهرهای لرزه‌خیز، باید به وجود یا عدم مسیرهای جایگزین توجه نمود و بر اساس شاخص‌های پذیرفته شده‌ای، مسیرهای حیاتی و پل‌های واقع بر آن‌ها را تعیین و در میزان اهمیت و در نتیجه در گروه‌بندی بهسازی لرزه‌ای پل‌ها مورد بهره‌برداری قرار داد.

– پلی که به دلایل نارسایی‌های عمومی، در فرایند رتبه‌بندی وضعیت، رتبهٔ نامطلوبی به آن تخصیص یافته و از جهت رفع نواقص مربوط به عملکرد تحت تأثیر عوامل غیرلرزه‌ای برای تعمیرات اساسی و احیای توان خدمت‌رسانی متعارف در نوبت قرار داده شده است، از نظر ارزیابی آسیب‌پذیری و در صورت نیاز، بهسازی لرزه‌ای نیز، باید به طور همزمان با سایر عملیات اجرایی که ممکن است اثر متقابل بر رفتار لرزه‌ای پل داشته باشند، در اولویت قرار داده شود.

۲-۱-۴- ارزیابی تفصیلی

– در این راهنما، دو روش مبتنی بر نسبت ظرفیت به تقاضا برای ارزیابی تفصیلی پل‌های موجود، مورد بحث قرار داده شده‌است:

ـ ارزیابی کمّی ظرفیت و تقاضا برای اعضا و اجزای واقع در مسیر انتقال نیروهای ناشی از زلزله (به تفکیک).

ـ ارزیابی مقاومت جانبی پل به صورت مجموعه یا زیر مجموعه.

– در روش اول، نتایج تحلیل طیفی الاستیک برای محاسبه تقاضای نیرویی و تغییرمکانی با ظرفیت متناظر هر یک از اعضایی که باید این نیروها و تغییر مکان‌ها را تحمل نمایند، مقایسه می‌گردد.

– در مورد ستون‌ها، مقاومت‌های نهایی برای انعکاس توانایی‌های محتمل ستون در مقابله با تغییرشکل‌های فراالاستیک، اصلاح می‌گردند.

– نسبت‌های ظرفیت به تقاضا با نیت ارایه کسری از زلزله طراحی که تحت تأثیر آن خرابی اعضا محتمل است، تعیین می‌شوند. بنابراین نسبت ظرفیت به تقاضای کوچکتر از واحد نشانگر آنست‌که خرابی عضو تحت تأثیر زلزله در سطح خطر مورد نظر محتمل بوده و بهسازی آن مورد نیاز خواهد بود.

– به‌طور معمول نیاز به بهسازی آنگاه قطعی به نظر می‌رسد که خرابی موضعی عضو به عملکرد کلی غیرقابل‌پذیرش پل منتهی شود. فروافتادن کل، بخش یا عضوی از سازه به طورکلی از نظر نقض شرایط ایمنی جانی غیرقابل قبول است؛ از سوی دیگر، جابه‌جایی‌های نسبی اعضا و اجزای پل یا زوال مقاومت آنها به نحوی که منجر به عدم قابلیت عبور ترافیک متعارف یا محدود برای وسایط نقلیه اضطراری ـ بسته به عملکرد مورد انتظار پل در سطح خطر مورد نظر ـ گردد، برای دسته‌ای از پل‌ها غیرقابل قبول تلقی

می‌گردد. در این موارد، در صورتی‌که میزان خسارت محدود بوده و امکان تعمیر و بهسازی سریع بدون ایجاد تأخیر فراتر از میزان پیش بینی شده در عبور ترافیک مزبور وجود داشته باشد، میزانی از خسارت را برای پل‌های خاصی ممکن است بتوان قابل قبول تلقی نمود. بنابراین ملزومات ارزیابی پل برای بهسازی لرزه‌ای، بسته به موقعیت مکانی و شرایط ساختگاهی، فرم و سیستم سازه و کیفیت و خواص مصالح پل و همچنین درجه اهمیت و عمر باقیماندهٔ مورد انتظار از پل تفاوت خواهد نمود.

۲-۲- شیوه‌های بهسازی، ایمن‌سازی و ارتقای رفتار لرزه‌ای پل

- اثر بخشی شیوه‌های متفاوت ذیربط بهسازی باید با ارزیابی مجدد تفصیلی پلِ بهسازی شده مورد بررسی قرار داده شود. باید توجه داشت که مقاوم سازی یا تقویت یک عضو ممکن است منجر به توزیع متفاوت نیروها و لنگرها در اعضا و بروز مدهای خرابی دیگری در سایر بخش‌های سازه گردد.

- پس از ارزیابی کمّی و ارایه طرح بهسازی، لازمست آنالیز مجدد براساس مدل واقع‌گرایانه‌ای از سیستم اصلاح شده صورت گرفته و مجدداً نسبت‌های ظرفیت به تقاضا محاسبه و مورد بررسی قرار گیرد. نسبت‌های جدید، از طرف دیگر، انعکاس‌دهنده تغییرات بزرگای زلزله‌ای هستند که قادر به اعمال خسارت جدی بر پل بهسازی شده خواهد بود.

- تصمیم در مورد بهره‌گیری از هرگونه روش بهسازی لرزه‌ای، براساس مطالعهٔ نسبت منعفت عایده به هزینه مصروفه اتخاذ خواهد شد. اگرچه مفید است تحلیل منعفت به هزینه به صورت سیستماتیک، عینی و علمی صورت گیرد؛ ولی در موارد بسیاری این امر مبتنی بر دیدگاه‌های کیفی و تجارب و قضاوت مهندسی خواهد بود و در عین حال باید هزینه‌های بهسازی همراه با هزینه‌های نگهداری در طول عمر مفید بهره‌برداری پس از بهسازی مد نظر قرار داده شود. در احتساب هزینه‌های بهسازی باید هزینه‌های انسداد احتمالی ترافیک و اتلاف وقت و اضرار بهره‌برداران و آثار زیست محیطی مربوط و ... را در این بازه زمانی ملحوظ کرد.

- افزودن قیود حرکتی ممانعت کننده از حرکت متزاید در اتصالات تکیه‌گاهی و درزهای انبساط، با توجه به هزینه اندک و مزایای زیاد در جهت ممانعت از فروریزی، از اقدامات مفید در مورد پل‌های است که در آن‌ها سازه عرشه مستعد فروافتادن از تکیه‌گاه‌ها می‌باشد. معذلک تأثیر این اصلاحات در تغییر رفتار لرزه‌ای احتمالی پل باید مورد توجه قرار داده شود.

- همچنین مفید خواهد بود که جزییات اجرایی حتی‌المقدور استاندارد برای حالات نارسایی‌های تکرارشونده ارایه گردد. بهره‌گیری از روش‌ها و تکنیک‌ها و جزییات استاندارد ـ که البته باید در هر مورد در هماهنگی با ویژگی‌های پل به صورت جزییات دقیق اجرایی ارایه شود ـ منجر به آشنایی بیشتر مهندسان و کارگران با روش‌ها و تکنیک‌های متداول بهسازی لرزه‌ای پل‌ها و به‌کارگیری آن‌ها همراه با ارتقای کیفیت مستمر خواهدگردید.

- انقطاع تمام یا بخشی از ترافیک پل یا مسیرهای زیرگذر امری است که باید در تدوین مشخصات فنی و گام‌های اجرایی عملیات بهسازی مورد مداقه قرار داده شود.

- در فرایند ارزیابی لازم است بدواً دورنمایی از راه کارهای بهسازی نیز ترسیم گردد.

۲-۳- شناخت وضعیت حاضر پل

- ابتدا لازم است تمامی مدارک فنی پل گردآوری و بررسی گردند. از جملهٔ این مدارک، نقشه‌های چون‌ساخت، مدارک و پرونده‌ها و دستور کارهای کارگاهی و همچنین گزارش بازدیدهای میدانی ویژهٔ مطالعات ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای، از اهمیت خاصی برخوردارند. سایر مدارک فنی پل، گزارش‌های مطالعات توجیهی و امکان‌سنجی، گزارش‌های مطالعات مکانیک و دینامیک خاک و تحلیل خطر ساختگاه، گزارش‌های مراحل اول و دوم طرح (شامل نقشه‌های طراحی و جزییات اجرایی مرحلهٔ دوم، دفتر محاسبات فنی سازه و پی)، مدارک مربوط به مشخصات فنی طرح و ساخت و سایر اسناد مناقصه، مدارک فنی مرتبط با دستورالعمل‌های کارگاهی، نتایج آزمایش‌های مصالح در حین ساخت، مسایل مواجه شده و ثبت‌شده در حین ساخت، نقشه‌های چون‌ساخت و دستورالعمل‌های بهره‌برداری و نگهداری خاص پل باید جمع‌آوری و بررسی گردند و به ویژه اطلاعاتی که به پاسخ لرزه‌ای پل و ظرفیت مقاومتی و شکل‌پذیری مجموعه و اعضا مرتبط اند، باید گزینش شوند.

- اطلاعات مربوط به مقاومت مصالح، در صورت موجود بودن مدارک آزمایش‌های در حین ساخت، از نتایج آن مدارک و در غیر این‌صورت، بسته به گروه بهسازی لرزه‌ای پل و شرایط و وضعیت عمومی مصالح و سازهٔ پل و ساختگاه و میزان اطلاعات موجود، برنامهٔ آزمایش‌های پل مطابق این راهنما تعیین و اطلاعات لازم از آن به قصد ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای استخراج می‌گردند.

- اطلاعات مربوط به شالوده نیز از نقشه‌ها و گزارش‌های مطالعات مکانیک خاک و آزمایش‌های مصالح شالوده کسب می‌شود. در موارد نقص اطلاعات فوق، باید مطابق این راهنما به جمع‌آوری اطلاعات لازم در سطوح آگاهی مورد نیاز پرداخت.

- کنترل‌های لازم به منظور بررسی میزان تطابق مدارک فنی موجود و وضعیت موجود باید به طور دقیق به‌عمل آید؛ زیرا ممکن است تغییراتی اعمال گردیده باشد که در مدارک مزبور ثبت‌نشده و در نقشه‌ها نیز اعمال نگردیده باشند.

- پل‌های موجود از دیدگاه میزان اطلاعات و مدارک و مستندات فنی موجود در این راهنما به سه گروه طبقه‌بندی شده‌اند:
  - پل‌های فاقد هرگونه مدارک و مستندات فنی،
  - پل‌هایی که مدارک و مستندات فنی آنها ناقص است،
  - پل‌هایی که لااقل نقشه‌های طراحی نمایشگر جزییات اجرایی سازه، کوله و پی و گزارش مطالعات مکانیک خاک ساختگاه برای آن‌ها موجود است.

بسته به آنکه پل مورد مطالعه در کدامیک از گروه‌های سه‌گانه فوق قرار می‌گیرد، لازم خواهد بود برنامه مطالعات شناسایی شامل آزمایش‌های محلی و سوندژهای شناسایی و آزمون‌های مخرب و غیرمخرب پل متناسباً و با توجه به اهمیت و ابعاد پروژه و سایر ویژگی‌ها و عوامل مؤثر مطابق پیوست (ح) تدوین و به تأیید مراجع ذیصلاح رسانده شود.

۲-۴- سطوح خطر زمین لرزه

۲-۴-۱- طراحی و ارزیابی مبتنی بر یک سطح خطر (زمین لرزهٔ طراحی)

- تاکنون در کشورمان و همچنین در مشخصات فنی [اشتو]، طراحی پل‌های جدید برای یک سطح خطر زمین‌لرزه مورد نظر بوده است. زمین‌لرزه‌ها با مشخصه‌هایی که برای طراحی پل‌ها به کار گرفته می‌شوند، به زلزله طراحی موسوم‌اند و انتظار بر این بوده

که نمایشگر بزرگ‌ترین زمین لرزه‌ای باشند که به میزان مدلل در عمر مفید پل محتمل‌الوقوع خواهد بود. به این ترتیب وقوع زمین لرزه با سطح خطر افزون‌تر، نامحتمل نبوده، بلکه احتمال وقوع آن اندک خواهد بود. احتمال وقوع زمین لرزه‌ای با مشخصه‌های تعریف‌شده را یا به صورت احتمال تجاوز طی بازهٔ زمانی معین مطرح می‌سازند؛ یا با دوره بازگشت معین مورد اشاره قرار می‌دهند.

– در تعیین سطح خطر زمین‌لرزه، به‌طور معمول از دیدگاه سطح خطر یکسان برای مناطق با لرزه‌خیزی متفاوت بهره گیری می‌شود.

– سطح خطر زمین لرزه طراحی در نشریه شماره ۲۳۵ با عنوان "آیین نامه بارگذاری پل‌ها" و نشریه شماره ۴۶۳ با عنوان "آیین نامه طرح پل‌های راه و راه‌آهن در برابر زلزله" و استاندارد ملی ایران به شماره ۲۸۰۰ سعی در تخمین طیف طراحی با احتمال تجاوز ۱۰٪ در پنجاه سال داشته اند که مرتبط با وقوع زمین لرزه‌ای با دوره بازگشت ۴۷۵ ساله است.

– در آیین‌نامه طراحی اشتو استانداردهای عملکردی برای زلزلهٔ طراحی تک سطحی به شرح زیر در نظر گرفته شده‌اند:

– مقاومت در برابر زمین‌لرزه کوچک تا متوسط باید در حد و حدود رژیم الاستیک پاسخ تأمین شود؛ بدون آنکه خسارت قابل ملاحظه‌ای بر پل اعمال گردد.

– در طراحی پل، شدت (یا بزرگای) زمین‌لرزه طراحی باید به میزان واقع‌گرایانه‌ای تخمین‌زده و به کار گرفته شود.

– وقوع زمین‌لرزه شدید نباید منجر به فروریزی کل یا بخشی از پل گردد و هرگاه مقدور گردد، خساراتی که محتمل‌الوقوع است باید قابل ردیابی بوده و امکان دسترسی برای تعمیر بخش‌ها و اعضای مستعد تحمل خسارت وجود داشته باشد.

– استانداردهای عملکردی مذکور در فوق با این مفهوم و هدف در نظر گرفته شده‌اند که:

- خسارت جانی به حداقل ممکن محدود گردد.
- پل احتمال خسارت دیدگی داشته ولی احتمال فروریزی آن باید به میزان قابل قبولی ناچیز و تقریباً منتفی باشد.
- در مورد پل های حیاتی، به خدمت رسانی آنان خدشه‌ای وارد نگردد.
- در عمر مفید پل، احتمال تجاوز سطح خطر زمین‌لرزه از آنچه در طراحی به کار گرفته شده به میزان قابل قبولی اندک باشد.

– دیدگاه فوق اشاره براین فرض دارد که در طراحی مبتنی بر یک سطح خطر و تراز عملکردی مذکور در فوق، در تمامی سطوح خطر زمین لرزه محتمل نیز پل رفتار رضایت‌بخشی از خود ارایه خواهد داد.

۲-۴-۲- دیدگاه مبتنی بر دو سطح خطر زمین لرزه

– در تجارب خسارات زلزله های اخیر عدم کفایت روش‌های مبتنی بر یک سطح خطر زمین لرزهٔ طراحی به ثبوت رسیده است. بنابراین جایگزینی دیدگاه و فرایند تک سطحی با دیدگاه چند سطحی ضروری است. طراحی مبتنی بر عملکرد مورد انتظار تحت سطوح خطر متفاوت، با توجه به میزان اهمیت پل، روشی منطقی‌تر با قابلیت پاسخگویی مطلوب‌تر در ارتباط با اعتمادپذیری و در عین حال، پاسخگوی نیازهای بهره‌برداران با رعایت دیدگاه‌های ایمنی، فنی و اقتصادی پروژه به‌شمار می‌رود. طراحی پل‌ها به منظور ارضای ترازهای عملکردی و میزان خسارات تعریف شده برای دو سطح خطر زمین‌لرزه در سطوح بهره‌برداری و ایمنی با قابلیت اتخاذ

تصمیم مقتضی با توجه به جمیع جهات در ارتباط با دورهٔ بازگشت زمین‌لرزه در هر دو سطح، به نحوی که در این راهنما مبنای مطالعات قرار داده شده‌است، روشی منطقی برای طراحی پل‌های جدید نیز می‌باشد.

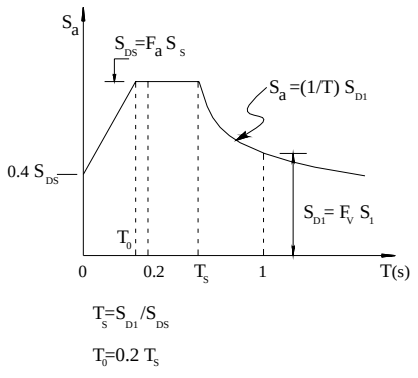
۲-۴-۲-۱- طبقه بندی خاک و ضریب ساختگاه

– در این راهنما، با توجه به اثر بزرگنمایی حرکت زمین در تراز بستر سنگی از طریق خاک روی بستر تا تراز پی، که تابع شدت حرکت زمین در تراز بستر سنگی و سختی و ضخامت لایه خاک زیرپی می‌باشد، نوع خاک ساختگاه با رده‌های I تا IV مطابق استاندارد شماره ۲۸۰۰ طبقه‌بندی شده است. در غیاب مطالعات تحلیل خطر ویژه ساختگاه و در مراحل آغازین مطالعات، به منظور گروه‌بندی بهسازی لرزه‌ای پل، سطح خطر عمومی زمین‌لرزه ساختگاه به صورت حاصل‌ضرب ضریب بازتاب خاک در بیشینه شتاب زمین‌لرزه در تراز بستر سنگی ارایه شده است. در مورد خاک‌های مسأله دار، ارزیابی ویژه برای ساختگاه الزامی است.

– در این راهنما، نوع خاک II به عنوان نوع خاک مرجع در نظر گرفته می‌شود که ضرایب ساختگاه برای آن برابر با ۱ در نظر گرفته شده است. برای سایر انواع خاک ساختگاه، ضرایب ساختگاه مشخصی برای حیطه دوره‌زمان‌های کوتاه و همچنین برای محدوده دوره زمان‌های طولانی ارایه شده است. مقادیر این ضرایب برای خاک‌های سست‌تر افـزایش می‌یابند؛ زیرا در این نوع خاک‌ها به‌طور معمول آثار بزرگنمایی حرکت زمین افزون‌تر خواهد بود.

۲-۴-۲-۲- طیف پاسخ طرح

برای تعیین مشخصه‌های حرکت زمین ناشی از زلزله، روش دو نقطه‌ای در قـالب طیف پاسخ طرح قـابل کاربرد می‌باشد. دو نقطه‌ای که به طور معمول برای تعریف طیف به کار می‌روند عبارت‌اند از ضرایب بازتاب سازه پل‌هایی با دوره زمانی اساسی ارتعاش ۰/۲ و ۱/۰ ثانیه. برای پل‌هـای واقع بر بستر سنگی مقـادیر بیشینه شتـاب به ترتیب با S_S, S_1 نمایش داده شده‌اند. برای سایر شرایط ساختگاهی، مطابق شکل ۲ـ۱ شتاب‌های طیفی پاسخ با ضرایب ساختگاه F_a, F_v اصلاح می‌گردند تا مقادیر S_{DS}, S_{D1} به ترتیب متناظر با دوره زمان‌های ۰/۲ ثانیه و ۱/۰ ثانیه برای آنان به‌دست آید.



شکل شماره ۲- ۱

جدول ۲-۱ طبقه‌بندی سطوح خطرپذیری ساختگاه را بر اساس مقادیر S_{DS}, S_{D1} به‌صورت تعریف شده در شکل ۲-۱ ارایـه می‌نماید. در شکل ۲-۱، S_a شتاب طیفی و T پریود ارتعاش آزاد سازه می‌باشند.

جدول شماره ۲-۱- سطح خطر پذیری لرزه‌ای ساختگاه

سطح خطرپذیری ترکیبی ساختگاه	با بهره‌گیری از $S_{D1} = F_v S_1$	با بهره گیری از $S_{DS} = F_a S_s$
۱	$S_{D1} \leq$ ۰/۱۵	$S_{DS} \leq$ ۰/۱۵
۲	۰/۱۵ $\leq S_{D1} \leq$ ۰/۲۵	۰/۱۵ $\leq S_{D1} \leq$ ۰/۳۵
۳	۰/۲۵ $\leq S_{D1} \leq$ ۰/۴	۰/۳۵ $\leq S_{D1} \leq$ ۰/۶
۴	۰/۴ $< S_{D1}$	۰/۶ $< S_{D1}$

۲-۴-۲-۳- سطوح خطر زمین لرزه

در این راهنما دو سطح خطر زمین‌لرزه (ز-۱) و (ز-۲) به نحوی که در فصل هفتم تعریف شده‌اند، ملاک مطالعات خواهند بود. در مورد پل‌های متعارف واقع در فواصل بیش از ۲/۵ کیلومتر از گسل فعال و فاقد خطرپذیری ویژه ژئوتکنیکی یا مستقر بر خاک‌های غیرمسأله‌دار، در مواردی که به دلایلی، از جمله عدم وجود اطلاعات مکفی در ارتباط با مشخصه‌های زلزله در دو سطح خطر مزبور و عدم فرصت کافی برای انجام مطالعات تحلیل‌خطر ویژه ساختگاه، صرفاً مشروط به موافقت مدیریت طرح‌های بهسـازی لرزه‌ای، روش تک سطحی مبتنی بر زلزله در سطح خطر طراحی، با دورهٔ بازگشت ۴۷۵ سال مطابق ضوابط فصل‌های دوم و هفتم این راهنما قابل کاربرد خواهد بود.

۲-۵-تهیه طیف‌های پاسخ ویژه ساختگاه

در هر یک از موارد زیر، تهیه طیف‌های پاسخ ویژه ساختگاه الزامی است:

۱- ارزیابی کمی و بهسازی لرزه‌ای پل‌های طبقه‌بندی شده در گروه پل‌های مهم.

۲- پل‌های واقع در فاصله ۲/۵ کیلومتر از گسل شناسایی شدهٔ فعال.

۳- پل‌های واقع بر خاک‌های مسأله‌دار در مناطق با خطرپذیری لرزه‌ای ۳ و۴.

۴- مواردی که بنابر ملاحظاتی از طرف مراجع ذیربط مقرر شده است (غالبا شامل مواردی است که مطالعات ریزپهنه‌بندی ژئوتکنیکی لرزه‌ای برای منطقه به عمل نیامده، یا طیف‌های پاسخ مرتبط در دو سطح خطر مورد نظر برای منطقه موجود نیست، یا در نظر نیست از فرضیات ساده شده برای دستیـابی به طیف‌های طرح در دو سطح خطر مورد نظر به مدد طیف‌های موجود یکنواخت ارایه شده در سطح کشوری یا منطقه بهره‌برداری شود و یا دقت افزون‌تری مورد نظر است).

مطالعات ویژه ساختگاه باید شامل شناسایی منابع و موقعیت چشمه‌های لرزه‌زا مکانیسم محتمل گسلش و به کارگیری روابط کاهندگی متناسب با شرایط موجود و شناسایی و تحلیل پاسخ دینامیکی خاک ساختگاه باشد. در مطالعات احتمال‌اندیشانه، منابع عدم

قطعیت باید مورد توجه قرار داده شوند و از جمله لازم است آثار عدم قطعیت در موقعیت منابع چشمه‌های لرزه‌زا، طول و عمق و هندسهٔ گسل، بزرگای بیشینهٔ زمین‌لرزه ، دورهٔ بازگشت و روابط کاهندگیِ حاکم مورد مطالعه قرارداده شوند.

جزییات مطالعات تحلیل خطر شامل مطالعات میدانی، پیمایش و همچنین مطالعات کتابخانه‌ای و مستندات ذیربط و شیوه انجام کار باید در گزارش مربوط ارایه شود.

در مطالعه آثار مؤلفه‌های افقی حرکت زمین، در مورد پل‌های واقع در فاصله افقی کمتر از۱۰ کیلومتر از گسل شناسایی‌شدهٔ فعال، باید آثار ناشی از حرکت‌های متزاید زمین در جهات متفاوت و به ویژه متعامد بر مسیر گسلش، برای پل‌های با پریود ارتعاشی آزاد اساسی متجاوز بر ۰/۵ثانیه، مورد بررسی قرار داده شوند. همچنین در صورت احتمال وقوع انشعاب شکست به سمت ساختگاه پل نیز باید این مطالعات برای پل‌های با پریود ارتعاش مذکور در فوق به عمل آید.

۲-۶- طیف پاسخ مرتبط با مؤلفه قائم حرکت زمین

نسبت مقادیر طیف پاسخ مرتبط با مؤلفه قائم حرکت زمین به مؤلفه افقی، تابع شرایط تکتونیکی، بدنه بستر سنگی و خاک منطقه، بزرگای زلزله، فاصله مرکز سطحی زمین‌لرزه و گسلش از ساختگاه و زاویه بین محور قائم گذرنده از کانون و خط متصل‌کنندهٔ کانون زمین‌لرزه به ساختگاه و پریود ارتعاش سازه می‌باشد.

توصیه می‌شود برای پل با پریود ارتعاش ۰/۲ ثانیه و فراتر، از نسبت $\frac{۲}{۳}$ استفاده شود؛ مگر آنکه مطالعات تحلیل خطر دقیق صورت پذیرفته و مقادیر کوچک‌تری را ارایه دهد. در هر حال این نسبت را نباید از ۰/۵ کوچک‌تر اختیار نمود.

در مورد پل‌های با پریود ارتعاش کوچک‌تر از ۰/۲ در حوزه نزدیک، باید مطالعات تحلیل خطر به منظور تهیه طیف پاسخ مرتبط با مؤلفه قائم حرکت زمین به عمل آید.

در مواردی‌که اثر مؤلفه قائم حرکت زمین حایز اهمیت است، شامل پل‌های واقع در حوزهٔ نزدیک گسلش، پل‌های دارای طول دهانه‌های قابل ملاحظه، پل‌های دارای سازه عرشه پیش‌تنیده و پل‌های فولادی دارای پایه‌ها و تکیه‌گاه‌های مستعد کمانش یا شکست جوش، در صورت انجام مطالعات تحلیل خطر ویژهٔ ساختگاه، باید این مطالعات برای هر سه مؤلفه انتقالی حرکت زمین، شامل مؤلفه قائم، به عمل آید.

۲-۷- اثر تحریک نامتجانس تکیه‌گاه‌ها

اثر تحریک نامتجانس تکیه‌گاه‌ها باید در مورد پل‌های طویل‌تر از ۵۰۰ متر یا در مواردی که مشخصات مکانیکی و دینامیکی خاک در طول پل تغییرات قابل‌ملاحظه‌ای داشته یا آثار ناشی از ویژگی‌های توپوگرافیک ساختگاه قابل ملاحظه باشند، در جهات طولی و عرضی پل منظور گردد.

۲-۸- عمرمفید پل

در راهنمای حاضر، عمر مفید پل جدیدالاحداث ۱۰۰ سال در نظر گرفته شده و دورهٔ بهره‌برداری باقیماندهٔ پل که بهسازی لرزه‌ای به قصد بهره‌برداری از پل در آن بازهٔ زمانی صورت خواهد گرفت، در دو دوره یا بازهٔ زمانی (د ـ ۱) تا (د ـ۲) طبقه‌بندی گردیده است.

۲-۹- معیارهای عملکردی

۲-۹-۱- سطوح عملکرد در این راهنما

در این راهنما ۶ تراز عملکردی (ع‌ـ۰) تا (ع ـ ۵) به شرح مندرج در فصل هفتم در نظر گرفته شده است. ترازهای عملکردی بر کیفیت خدمت‌رسانی و میزان خسارات قابل پذیرش تحت تأثیر زلزله دلالت دارند.

۲-۹-۲- میزان خسارت

میزان خسارت نیز در ارتباط با ترازهای عملکردی در این راهنما در شش گروه (خ‌ـ۰) تا (خ‌ـ۵) طبقه‌بندی گردیده‌است که در فصل هفتم تشریح شده‌اند.

فصل ۳

ملزومات بنیادین

۳-۱- روند بهسازی لرزه‌ای پل‌ها

قبل از ارایه طرح بهسازی، لازم است نارسایی‌های پل از دیدگاه رفتار لرزه‌ای، از طریق ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای بر اساس روش‌شناسی مبتنی بر ترکیبی از ترازهای عملکردی و سطوح خطر زمین‌لرزه شناسایی گردیده باشند.

۳-۱-۱- ملاحظات اولیه

به طورکلی باید ویژگی‌های سازه پل از دیدگاه پیکربندی، سیستم باربر لرزه‌ای، مصالح، خصوصیات هندسی و ویژگی‌های زمین‌ساختی، لرزه‌خیزی، لرزه زمین‌ساختی، ژئوفیزیکی، زمین‌شناسی مهندسی، ژئوتکنیکی و مکانیکی و دینامیکی خاک ساختگاه، تاریخچه مطالعات و ترمیمات و اقدامات بهسازی قبلی و عملکرد پل در مقابل زلزله‌های گذشته، میزان اهمیت و نوع کاربری و عمرمفید باقیمانده مورد انتظار، دیدگاه‌های فنی و مهندسی و جنبه‌های اجتماعی، اقتصادی و قانونی ذیربط، محدودیت‌های عملیات بهسازی، شرایط اقلیمی، محلی و منطقه‌ای، نحوه دسترسی و ..... ، قبل از اقدام به بهسازی مورد بررسی قرارداده شوند.

۳-۱-۲- انتخاب هدف بهسازی

تعیین هدف بهسازی برای هر پل خاص شامل انتخاب تراز عملکردی هدف- از میان ترازهای عملکردی تعریف‌شده در این راهنما - تحت تأثیر سطح خطر زمین‌لرزهٔ پیش‌بینی شده- از میان سطوح خطر زمین لرزهٔ تعریف شده در این راهنما- خواهد بود که منتج به تعیین گروه بهسازی لرزه‌ای پل جهت اختیار روش ارزیابی و در صورت نیاز، اقدامات متناسب بهسازی خواهد گردید.

۳-۱-۳- جمع‌آوری اطلاعات

تمامی مدارک فنی موجود، شامل گزارش‌های مطالعات توجیهی و امکان‌سنجی، مطالعات ترافیکی منطقه‌ای، محلی و ساختگاهی، گزارش‌های بررسی گزینه‌های طرح پل و مدارک محاسبات فنی طرح تفصیلی، نقشه‌های طراحی، مشخصات فنی ساخت، نقشه‌های ساخت و نصب و جزییات اجرایی، دستور کارهای کارگاهی، آزمایش‌های انجام شده و نقشه‌های چون‌ساخت باید جمع‌آوری شوند و مطالعات میدانی مطابق ضوابط این راهنما به عمل آید.

۳-۱-٤- معیار تشخیص نیاز به بهسازی لرزه‌ای

نیاز یا عدم نیاز به بهسازی پل بر اساس ملزومات این راهنما تعیین می‌گردد.

۳-۱-۵- مطالعه گزینه‌های ذیربط و انتخاب گزینه برتر و شیوه بهسازی

باتوجه به جمیع جهات، در صورتی‌که نیاز به بهسازی‌لرزه‌ای محرز گردیده باشد، بسته به نوع و گسترهٔ نارسایی، گزینه‌های ذیربط بهسازی مورد مطالعه قرارداده شده و پس از ارزیابی گزینه‌ها از دیدگاه ارضای اهداف بهسازی و از جنبه‌های فنی و اقتصادی، گزینه برتر طرح انتخاب و جزییات اجرایی و مشخصات فنی عملیات اجرایی بهسازی تدوین خواهند گردید.

شیوه‌های بهسازی لرزه‌ای پل‌ها با توجه به نوع پل و نارسایی‌های شناسایی شده از نظر رفتار لرزه‌ای، در فصل ششم این راهنما مورد اشاره قرارداده شده و کلیات مطالعات نظری و روش‌های عملی بهسازی تحت عنوان راهنمای بهسازی لرزه‌ای پل‌ها، به اختصار در پیوست پ این راهنما ارایه گردیده‌اند.

۳-۱-٦-کنترل طرح بهسازی

طرح بهسازی باید برای تأمین ملزومات این راهنما از طریق تحلیل مدل واقع‌گرایانه پل با در نظر گرفتن تمهیدات بهسازی مورد کنترل قرارداده شود.

روش مدل‌سازی و ابزار تحلیل باید با روش و تمهیدات منظورشده در طرح بهسازی سازگار باشد. برای هر حالت ترکیبی از تراز عملکردی و سطح خطر تعیین‌شده برای پلی با میزان اهمیت مشخص، باید مدل‌سازی و تحلیل به منظور ارایهٔ واقع‌گرایانهٔ رفتار پل در آن تراز عملکردی برای طرح بهسازی موردنظر صورت گیرد.

در صورت عدم ارضای معیارهای پذیرش تعیین‌شده در این راهنما برای نیل به تراز عملکردی موردنظر، لازم است طرح بهسازی مورد تجدیدنظر قرارگیرد یا از گزینه‌های دیگر بهسازی بهره‌گیری شود. انتخاب شیوه و گزینه بهسازی، طراحی، کنترل و اصلاح طرح باید به صورت یک فرایند تکراری تا نیل به حالتی که طی آن معیارهای پذیرش ـ متناظر با هدف بهسازی ـ ارضا گردند، ادامه یابد.

در صورتی‌که گزینه برتر طرح بهسازی معیارهای پذیرش را با توجه به هدف بهسازی مورد نظر ارضا نماید و در ارتباط با اجرای طرح بهسازی اتخاذ تصمیم صورت گیرد، لازم است کلیه مدارک فنی، نقشه‌ها و مشخصات فنی طرح مطابق با ارضای شرایط تضمین کیفیت مندرج در این راهنما تهیه و مستندسازی گردد.

۳-۱-۷- اهداف بهسازی

برای هر پل مورد بررسی، لازم است اهداف بهسازی انتخاب گردد. هر هدف بهسازی شامل یک تراز عملکردی تعیین‌شده و یک سطح خطر تعریف شده، مطابق فصل هفتم می‌باشد.

اهداف بهسازی در فصل هفتم این راهنما تعریف گردیده‌اند. این مفاهیم در جدول۳- ۱ خلاصه شده‌اند.

۳-۱-۸- سطوح خطر زلزله

سطح خطر زمین‌لرزه را باید با توجه به ویژگی‌های ساختگاه پل از نظر لرزه‌خیزی، لرزه زمین‌ساختی، زمین‌شناسی، ژئوفیزیکی، ژئوتکنیکی و مکانیکی و دینامیکی خاک در نظر گرفت. تحلیل خطر زمین‌لرزه و تعیین سطوح خطر و طیف طراحی باید مطابق با فصل دوم این راهنما و مدارک فنی پشتیبان مندرج در پیوست پ صورت گیرد.

سطوح خطر زمین‌لرزه باید به صورت طیف‌های پاسخ شتاب یا تاریخچه زمانی شتاب حاصل از روش‌های احتمال اندیشانه یا تعیینی تعریف گردند.

طیف پاسخ شتاب باید بر اساس روش کلی ارایه شده در فصل هفتم این راهنما یا بر اساس فرایند وابسته به ساختگاه مطابق فصل دوم و تاریخچه زمانی شتاب باید مطابق با فصل دوم تعیین گردد.

در حالت کلی، در تمامی حالاتی که یکی از شرایط زیر صادق باشد، مشخصه‌های زمین لرزه ویژه ساختگاه باید تعیین گردد:

- پل در خاک نوع II واقع گردیده و طیف پاسخ شتاب در حیطهٔ مقادیر اندک پریود، از ۲/۰ تجاوز نماید،
- پل بر انواع خاک‌های مسأله‌دار مستقر گردیده باشد،
- هرگاه از روش تحلیل پاسخ تاریخچه زمانی استفاده شود.

جدول شماره ۳- ۱ - کلیات روش طراحی دو سطحی

<table>
<tr><th colspan="2">تراز ارزیابی</th><th colspan="2">ارزیابی در سطح خدمت رسانی</th><th colspan="2">ارزیابی در سطح ایمنی</th></tr>
<tr><td rowspan="3">معیارهای عملکردی</td><td>دسته‌بندی پل</td><td>سطح خدمت رسانی</td><td>سطح خسارت</td><td>سطح خدمت رسانی</td><td>سطح خسارت</td></tr>
<tr><td>پل های متعارف</td><td>بلاوقفه</td><td>قابل ترمیم</td><td>محدود</td><td>قابل ملاحظه</td></tr>
<tr><td>پل های مهم</td><td>بلاوقفه</td><td>حداقل</td><td>بلاوقفه</td><td>قابل ترمیم</td></tr>
<tr><td colspan="2">سطح خطر زمین لرزه</td><td colspan="2">سطح ارزیابی عملکردی خدمت‌رسانی (بهره برداری)</td><td colspan="2">سطح ارزیابی عملکردی ایمنی</td></tr>
<tr><td colspan="2">حداقل ملزومات روش ارزیابی</td><td colspan="4">- اختیار دو سطح طراحی، لااقل برای پل های مهم در مناطق با خطرپذیری بالا:
- بر اساس مفاهیم تحلیل و طراحی الاستیک برای ارزیابی در سطح خدمت رسانی
- روش نسبت ظرفیت به تقاضای اعضا و اجزای پل یا روش تحلیل غیرخطی مبتنی بر تغییر مکان (تحت کنترل تغییرمکان) برای ارزیابی در سطح ایمنی با توجه به شرایط مندرج در فصل هفتم</td></tr>
<tr><td colspan="2">حداقل ملزومات شیوه تحلیل</td><td colspan="2">روش تحلیل الاستیک
(استاتیکی معادل و چند مودی)</td><td colspan="2">تحلیل استاتیکی غیرخطی</td></tr>
<tr><td rowspan="3">آثار ناشی از نیروهای طراحی</td><td>اعضا و اجزای شکل‌پذیر</td><td colspan="2">بدون بروز خسارت</td><td colspan="2">ارایه میزان مکفی شکل‌پذیری برای ارضای معیارهای عملکردی</td></tr>
<tr><td>اعضا و اجزای غیرشکل‌پذیر</td><td colspan="2">بدون بروز خسارت</td><td colspan="2">اعضا و اجزای اصلی:
براساس تقاضای الاستیک یا روش طراحی ظرفیتی</td></tr>
<tr><td>پی</td><td colspan="2">بدون بروز خسارت
(با بهره گیری از روش طراحی ظرفیتی)</td><td colspan="2">(با بهره‌گیری از روش طراحی ظرفیتی)</td></tr>
<tr><td colspan="2">آثار ناشی از تغییر مکان‌ها</td><td colspan="4">- کنترل برای ارزیابی در سطح ایمنی صورت گیرد
- طول نشیمن تکیه گاه بر اساس توصیه های راهنما جاری به عمل آید
- محدودیت‌های تغییر مکان جانبی برای ممانعت از بروز اثرات افزایندهٔ $P\Delta$ برای سازه‌های با پریود طولانی اعمال شود.</td></tr>
<tr><td colspan="2">ارزیابی پل‌های بتن‌آرمه و فولادی</td><td colspan="4">بر اساس روش نسبت ظرفیت به تقاضا براساس مفاهیم طراحی ظرفیتی برای کلیه اعضاء و اجزاء اصلی سازه‌ای و/یا روش تغییر مکان جانبی کلی مبتنی بر تحلیل غیرخطی با توجه به موارد مندرج در فصل هفتم</td></tr>
<tr><td colspan="2">ارزیابی پی</td><td colspan="4">- تحلیل ژئوتکنیکی برای دو سطح خطر
- تحت تأثیر زلزله در سطح خدمت‌رسانی، ظرفیت مقاومتی پی‌ها با حاشیه اطمینان کافی از تقاضا افزونتر باشد.
- پذیرش خسارت تحت تـأثیر زلزله در سطح ارزیابی ایمنی مشروط برآنکه منجر به خرابی پی و خسارات قابل ملاحظه نگردد.</td></tr>
</table>

۳-۲-ملزومات عمومی

۳-۲-۱-مقدمه

این فصل ملزومات عمومی در ارتباط با گردآوری، پالایش و پردازش داده‌ها، روش‌ها و ابزار تحلیل، شیوه‌ها، فنون و تدابیر طراحی در ارتباط با پروژه‌های بهسازی لرزه‌ای پل‌ها را تبیین می‌نماید.

۳-۲-۲- اطلاعات وضعیت موجود

اطلاعات مربوط به پیکربندی، فرم، جزییات اجرایی، مشخصات مصالح و وضعیت اعضا و اجزای پل را باید بر اساس ضوابط این بخش جمع‌آوری نمود. همچنین اطلاعات مربوط به تمامی اجزای غیرسازه‌ای و الحاقی پل را که در رفتار و پاسخ لرزه‌ای پل یا ایمنی آن تأثیرگذار خواهند بود، باید گردآوری نمود.

این اطلاعات را می‌توان از مدارک فنی موجود پل، نقشه‌ها، مشخصات فنی، دستور کارهای کارگاهی، گزارش‌های آزمایش‌های تعیین مشخصات خاک و مصالح و مدارک بازرسی فنی پل جمع‌آوری نمود و از طریق تطبیق با مطالعات میدانی تکمیل نمود.

مطالعات میدانی و آزمایشات مخرب و غیرمخرب جهت بررسی وضعیت پل، اعضا، اجزای و کیفیت مصالح آن مطابق پیوست ح این راهنما انجام خواهد شد.

جهت تعیین میزان صحت و سقم اطلاعات وضعیت موجود و میزان صحت نقشه‌های چون‌ساخت، لازم است پل مورد بازدید قرار گرفته و میزان تطابق این اطلاعات با وضعیت موجود بررسی گردد.

همچنین در بازدید میدانی باید وضعیت سازه در معرض عوامل محیطی، میزان اضمحلال مصالح، فرم و جزییات طراحی مفهومی مجموعه، زیرمجموعه‌ها، اعضا و اجزا و مسیرهای انتقال بارها و شیوه مقاومت در مقابل عوامل و آثار محتمل مورد توجه قرار داده شوند.

۳-۲-۳-پیکربندی و مسیر انتقال بارها

اطلاعات وضعیت موجود سازه پل در ارتباط با پیکربندی مجموعه، زیرمجموعه‌ها، اعضا و اجزای پل و تکیه‌گاه‌ها، به منظور مقاومت در مقابل بارهای ثقلی و جانبی و سایر عوامل مؤثر و مسیر انتقال بارها و همچنین اطلاعات مربوط به اعضا و اجزای غیرسازه‌ای و الحاقی که در سختی و مقاومت سازه تاثیرگذار باشند، باید جمع‌آوری گردند.

اعضای سازه و اجزای آن باید شناسایی شده و به اعضای اصلی یا ثانوی طبقه‌بندی گردند.

مسیر انتقال بارها و ویژگی‌های هندسی، جزییات تکیه‌گاهی و درزهای انبساط و نحوهٔ انتقال بارها فیمابین عرشه و پایه‌ها و نحوهٔ اندرکنش خاک- شالوده‌ها و سازه، جهت یافتن نارسایی‌های طراحی مفهومی، از دیدگاه باربری ثقلی، لرزه‌ای و سایر عوامل مؤثر، باید مورد بررسی قرارگرفته و در واقع ارزیابی کیفی مفهومی از پل، به عمل آید.

۳-۲-٤- خواص اعضا و اجزای پل

اطلاعات وضعیت موجود باید به میزان مکفی در ارتباط با خواص اعضا و اجزا و اتصالات تهیه گردد تا امکان محاسبه ظرفیت اعضا و اجزا از دیدگاه مقاومت و تغییرشکل فراهم گردد.

برای ملحوظداشتن عدم قطعیت در ارتباط با اطلاعات گردآوری‌شده در مورد وضعیت موجود پل، ضریب آگاهی K در محاسبه ظرفیت اعضا و اجزا به‌کاربرده خواهدشد.

۳-۲-٥- اطلاعات ژئوتکنیکی و ویژگی‌های ساختگاه

اطلاعات مربوط به ابعاد و هندسه شالوده‌ها و شرایط خاک سطحی و خاک زیر شالوده باید از مدارک مطالعات ژئوتکنیکی، مکانیک خاک و نقشه‌های شالوده‌ها استخراج گردد. جهت تطابق وضعیت موجود با مدارک فنی مزبور، لازم است بررسی‌های مکفی صورت گیرد و متعاقباً در مورد برنامه جمع‌آوری اطلاعات و آزمایش‌های مصالح و سونداژهای شناسایی اتخاذ تصمیم شود. در صورت عدم وجود مدارک فنی، باید در مورد سونداژهای شناسایی، آزمایش‌های غیرمخرب و مخرب و شناسایی ویژگی‌های مکانیکی و دینامیکی خاک اتخاذ تصمیم و اقدامات عملی لازم صورت گیرد.

۳-۲-٦- استراتژی بهسازی لرزه‌ای پل

اهداف بهسازی بر مبنای اهمیت مسیر ترافیکی و ویژگی‌های سازه پل، لرزه‌خیزی و مشخصه‌های ساختگاه و عملکرد مورد انتظار از پل در مدیریت بحران پس از وقوع زلزله، در ارتباط با دسترسی و خدمت‌رسانی و میزان خسارت، تعیین می‌گردد.

با توجه به طبقه‌بندی میزان اهمیت پل‌های کشور، برای تمامی پل‌ها بر اساس این راهنما از روش دو سطحی، شامل بهسازی برای دو تراز زمین‌لرزه و نیات عملکردی تعریف شده در جدول ۳-۱ بهره‌گیری می‌شود. در مورد پل‌های با اهمیت متعارف، صرفاً در صورتی می‌توان به روش تک‌سطحی، به معنی ارزیابی آسیب‌پذیری و بهسازی پل برای عملکرد تعریف‌شده تحت اثر زمین‌لرزه با مشخصه‌های ویرایش سوم طیف آیین‌نامه ۲۸۰۰ (که متناظر با وقوع زلزله‌ای با دوره بازگشت ۴۷۵سال، بر اساس پهنه‌بندی درشت نمود کشور می‌باشد) مطالعات را انجام داد که بهره‌گیری از این روش از سوی مراجع ذیصلاح برای مورد خاص مورد پذیرش واقع گردیده باشد. انتظار می‌رود نتایج حاصل از این دو روش در اکثر پل‌ها با یکدیگر فاصله قابل ملاحظه‌ای داشته باشند.

همچنین لازم است برنامه اولویت‌بندی بهسازی لرزه‌ای پل‌ها به صورت مبسوط و با پیش‌بینی زمان واقع‌گرایانه و اعتبارات لازم تدوین گردد. در این زمینه یکی از چشم‌اندازها می‌تواند اولویت بخشیدن به پل‌های احداث شده در مناطق دارای لرزه‌خیزی بسیار زیاد و متعاقباً مناطق با لرزه‌خیزی زیاد باشد.

از مأموریت‌های برنامه استراتژیک می‌توان به ارزیابی کیفی مجموعهٔ پل‌ها و غربال نمودن و رتبه‌بندی لرزه‌ای پل‌ها پرداخت و برآن اساس میزان اضطرار در اقدامات عملی بهسازی لرزه‌ای پل‌ها را تعیین نمود.

مأموریت دیگر، شامل شناسایی نارسایی‌های تکرارشونده و بررسی راه‌کارهای قابل تعمیم برای رفع نارسایی‌های مزبور در قالب برنامه مرحله‌بندی مطالعات و عملیات بهسازی لرزه‌ای پل‌ها خواهد بود.

۳-۲-۶-۱- طبقه‌بندی از نظر اهمیت

با توجه به طبقه‌بندی پل‌ها از دیدگاه اهمیت، به شرح مندرج در بند ۱ـ۱۱، به منظور ارزیابی آسیب‌پذیری و بهسازی لرزه‌ای، پل‌ها در این راهنما در دو دسته پل‌های مهم و متعارف جای خواهند گرفت.

پل مهم

ذیلاً ویژگی‌های پل‌های مهم بر شمرده شده و تعداد نسبتاً محدودی از پل‌های مهم در زیر مجموعه‌ای تحت عنوان پل‌های با اهمیت استراتژیک متمایز گردیده‌اند. در این راهنما، هر پل که حداقل یکی از ویژگی‌های بر شمردهٔ زیر را دارا باشد، در زمرهٔ پل‌های مهم طبقه‌بندی می‌گردد. هرگاه حداقل سه ویژگی از موارد زیر در مورد پلی صدق نماید، پل مزبور در زمرهٔ پل‌های با اهمیت استراتژیک تلقی می‌شود.

- پل‌هایی که در طرح مدیریت بحران پس از وقوع زلزله با توجه به مسیرهای شریان‌های حیاتی برای نجات و امداد منطقه‌ای به عنوان پل بحرانی تعیین گردیده‌اند و در مسیرهای حیاتی پیش‌بینی‌شده در برنامه‌های امداد و نجات گروه‌های هلال‌احمر، آتش‌نشانی، ستاد حوادث غیرمترقبه و ستاد مدیریت بحران منطقه واقع گردیده‌اند یا برای تخلیه مردم سانحه‌دیده و انتقال آنها به مکان‌های اسکان موقت یا دایم پیش‌بینی شده‌اند.

- پل‌هایی که در ایمنی جانی ثانویه مؤثرند و در مسیرهای پیش‌بینی‌شده در طرح مدیریت بحران جهت عبور به منظور دسترسی به مراکز درمانی و بیمارستان‌ها قرار دارند یا پل‌هایی که به وسیله آنها خطوط انتقال گاز، برق، آب و نظایر آن یا دسترسی به این تأسیسات تأمین گردیده است.

- پل‌های پر تردد واقع بر مسیر منحصر به‌فردِ دسترسی یا گذرنده بر فراز مسیرها و شریان‌های حیاتی.

- پل‌هایی که تخریب یا اختلال در بهره‌برداری از آنها آثار اقتصادی قابل ملاحظه‌ای در پی خواهد داشت؛ شامل پل‌های واقع بر مسیرهای اصلی در شبکه راه و ترابری کشور، پل‌های واقع بر مسیرهای ارتباطی مهم از دیدگاه اقتصادی، پل‌هایی که خدمت‌رسانی آنها در تجدید حیات اقتصادی نواحی سانحه دیده مؤثر بوده یا برای انتقال مواد حیاتی کشور مورد استفاده قرار می‌گیرند؛ در صورت عدم وجود گزینهٔ قابل قیاس برای ایجاد ارتباط از طریق مسیر ثانویه.

- پل‌هایی که واجد اهمیت حیاتی در چارچوب شبکه دفاعی ـ امنیتی کشور می‌باشند و یا در مسیرهای دسترسی یا عبور تأسیسات نظامی یا صنایع استراتژیک ملی قرار دارند، بدون آنکه مسیر ارتباطی قابل جایگزینی دیگری برای عبور موجود باشد.

- پل‌هایی که احداث، بازسازی یا بهسازی گسترده آن‌ها مستلزم صرف هزینه و زمان بالنسبه قابل ملاحظه بوده و تأمین اعتبار لازم به این منظور یا به سهولت میسّر نیست و یا به تعویق برنامه‌های توسعهٔ پایدار ملی خواهد انجامید.

پل متعارف

هر پل که حایز ویژگی‌های مذکور در فوق نباشد، در زمره پل‌های متعارف محسوب می‌گردد.

۳-۲-۶-۲- بهسازی در تراز ایمنی

در تراز ایمنی، بهسازی به نیات زیر صورت می گیرد:

- ممانعت از فروافتادن عرشه از پایه‌ها و کوله‌ها.
- ممانعت از خرابی پایه‌ها (کمانش کلی و موضعی، شکست خمشی، برشی یا خمشی- برشی، بیرون کشیده‌شدن میل مهارهای تکیه گاهی و .....) که احتمال خطرات فروریزش را مطرح سازد.
- ممانعت از خرابی کلی تحت تأثیر گونه‌های متفاوت خرابی و از جمله گسیختگی یا فرونشست ناشی از جابه‌جایی‌های خاک (با توجه به شیوه‌های بهسازی شالوده و خاک زیرشالوده‌ها مندرج در پیوست پ).

۳-۲-۶-۳- بهسازی در تراز بهره‌برداری

در این تراز، لازم است پل خدمت‌رسانی بلاوقفه خود را تحت تأثیر زلزله در سطح خطر مورد نظر حفظ نماید.

در جدول۳- ۲ معیارهای عملکردی لرزه‌ای خلاصه گردیده است.

گاه به دلیل وجود نوعی از نارسایی در طراحی و یا ساخت پل، در حالاتی‌که رفع این نارسایی‌ها با هزینه و زمان نسبتاً اندک امکان‌پذیر باشند، می‌توان بهسازی پل را مرحله‌بندی نمود و بهسازی را در وهله اول برای رفع نارسایی اضطراری‌تر به انجام رساند و در مراحل بعد به بررسی‌ها و اصلاحات بعدی پرداخت.

جدول شماره ۳ -۲- تراز های عملکردی و سطوح خسارت متناظر

تراز عملکردی	سطح خسارت
خدمت رسانی کامل	عدم اعمال خسارت
قابلیت بهره برداری بی وقفه	خسارت جزیی
قابلیت بهره برداری محدود	خسارت حداقل(قابل ترمیم در زمان بالنسبه کوتاه بدون انسداد ترافیک)
ایمنی جانی (با تأمین قابلیت بهره برداری بسیار محدود)	قابل ملاحظه (بدون خرابی و گسیختگی کلی)
آستانه فروریزش (توقف در بهره برداری)	خسارات عمده و گسترده بدون فروریزی مجموعه یا زیرمجموعه پل
ملحوظ نشده	تعریف نشده

۳-۲-٦-٤- معیارهای اولویت‌بندی

در ارتباط با پل‌های مهم، صرف‌نظر از تعریف زیر مجموعه‌ای از این پل‌ها تحت عنوان پل‌های حایز اهمیت استراتژیک، در صورتی‌که مجموعه پل‌ها به قصد اولویت‌بندی اقدامات مطالعاتی و عملی به شرح زیر تفکیک گردند، توصیه‌هایی به شرح زیر برای اولویت‌بندی در سطوح مسیرها، شهرها، استان‌ها و کشور ارایه می‌گردد.

- با توجه به تحولات و تغییراتی که در مسیرهای تردد و احداث پروژه‌های زیربنایی در جریان است، لازم است دور نمایی از نحوهٔ کاربری پل و برنامه توسعه آتی پل‌ها را در اختیار داشت و با توجه به آن به تفکیک پل‌ها پرداخت. در تفکیک پل‌ها به شرح فوق، جنبه‌های اجتماعی و فردی و ایمنی جانی کاربران، نجات و امداد در مرحله مدیریت بحران پس از وقوع زلزله و جنبه‌های تجدید حیات اقتصادی پس از وقوع زلزله باید مورد توجه قرار داده شوند.
- از نظر اولویت‌بندی اقدامات عملی در برنامه ارزیابی آسیب‌پذیری و بهسازی لرزه‌ای، پل‌های مهم استراتژیک دارای اولویت بوده و لازم است زمان مورد نیاز برای برقراری شرایط تردد متعارف در آنها به حداقل ممکن تقلیل داده شود.
- سایر پل‌های مهم اولویت بعدی را دارا هستند و لازم است در دوره زمانی کوتاهی قابلیت بهره‌برداری آنها میسر گردد.
- پل‌های متعارف شامل پل‌هایی می‌گردند که از نظر پاسخ اضطراری در مدیریت بحران پس از وقوع زلزله و تجدید حیات اقتصادی منطقه زلزله‌زده فاقد اهمیت ویژه می‌باشند. این پل‌ها دارای اولویت پایین‌تر خواهند بود، مگر آنکه در مطالعات ارزیابی کیفی شواهدی دال بر وجود نقطه ضعف عمده‌ای که آن را شایسته توجه اضطراری نماید، وجود داشته باشد.

۳-۲-۷- ترازهای بهره‌برداری

ترازهای بهره‌برداری مورد نظر در این راهنما با جزییات کامل در فصل هفتم تشریح گردیده‌اند.

۳-۲-۸- ترازهای خسارت

ترازهای خسارت به نحو ملحوظ شده در این راهنما در فصل هفتم تشریح گردیده‌اند.

۳-۳- مشخصات زلزله در ارزیابی آسیب‌پذیری و طرح بهسازی لرزه‌ای

۳-۳-۱- روش تک سطحی

روش تک‌سطحی تنها در مورد پل‌های متعارف و صرفاً با تأیید مراجع ذیربط بهسازی قابل اعمال خواهد بود.

ویژگی‌های زلزله به منظور ارزیابی آسیب‌پذیری و ارایه طرح بهسازی‌لرزه‌ای را می‌توان در روش تک‌سطحی به صورت طیف پاسخ خطرپذیری یکنواخت حاصله از روش‌های احتمال‌اندیشانه براساس احتمال تجاوز ۱۰٪ در پنجاه سال (متناظر با زمین‌لرزه با دوره بازگشت ۴۷۵ ساله) در نظر گرفت.

طیف‌های طرح در تراز بستر سنگی و همچنین در تراز پی و ملزومات مرتبط با تاریخچه‌های زمانی زلزله در این سطح‌خطر به شرح زیر اختیار خواهند گردید.

طول مدت زمان تکان‌های شدید و نیرومند زمین و طول کل زمان زلزله‌های ثبت‌شده باید با بزرگای زلزله محتمل الوقوع در دوره بازگشت ۴۷۵ ساله سازگار اختیار گردند.

همچنین باید اثر بروز روانگرایی (در خاک‌های مستعد بروز روانگرایی و گسترش جانبی خاک) مورد مطالعه قرار داده شود. مدت و شدت زمین لرزه برای مطالعات روانگرایی نیز همان زمین‌لرزه تک سطحی مذکور در فوق در نظر گرفته می‌شود.

۳-۳-۱-۱- ملزومات حداقل در زمینه مشخصه‌های زلزله به منظور ارزیابی آسیب‌پذیری و بهسازی لرزه‌ای پل‌ها

جدول ۳ـ۳ ملزومات حداقل را از نظر مشخصه‌های زلزله برای مطالعات ارزیابی آسیب‌پذیری پل‌های موجـود و بهسازی لرزه‌ای پل‌ها در روش تک سطحی ارایه می دهند.

جدول۳ ـ۳ ـ ملزومات حداقل از نظر مشخصه‌های زلزله برای مطالعات ارزیابی آسیب‌پذیری پل‌های موجود و بهسازی لرزه‌ای پل‌ها در روش تک سطحی

درجه اهمیت پل		مشخصه‌های حداقل برای زلزله در مطالعات ارزیابی آسیب‌پذیری و ارایه طرح بهسازی				
		طیف در تراز بستر سنگی لرزه‌ای	طیف در تراز پی	مشخصه‌های تاریخچه‌های زمانی زمین لرزه در تحلیل تاریخچه زمانی	اثر مولفه قائم (برای دهانه‌های بزرگتر از ۵۰ متر یا پل‌های واقع در حوزه نزدیک گسلش)	اثر تأخیر فاز (تحریک نامتجانس تکیه‌گاه‌ها)
مهم		طیف پاسخ خطرپذیری یکنواخت	پاسخ دینامیک ستون خاک	۷ رکورد ثبت شده تاریخچه زمانی زلزله سازگار با طیف	۶۷٪ طیف پاسخ در بستر سنگی یا ۶۷٪ مولفه افقی حرکت زمین در تراز بسترسنگی	در امتدادهای طولی و عرضی برای کلیه پل‌ها
متعارف	گزینه ۱ (پل‌های‌نامنظم)*	طیف پاسخ خطرپذیری یکنواخت یا طیف طرح استاندارد (مطابق آیین‌نامه ۲۸۰۰ آخرین‌ویرایش)	پاسخ دینامیک ستون خاک با I=۱/۲۵	۳ رکورد ثبت‌شده تاریخچه زمانی زلزله سازگار با طیف	۶۷٪ طیف پاسخ در بستر سنگی* یا ۶۷٪ مؤلفه افقی حرکت زمین در تراز بسترسنگی	در امتدادهای طولی و عرضی برای کلیه پل‌های با طول افزون‌تر از ۵۰۰ متر
	گزینه۲ (پل‌های‌منظم)*				۶۷٪ طیف پاسخ در بستر سنگی یا ۶۷٪ مؤلفه افقی حرکت زمین در تراز بسترسنگی	الزامی نیست

*معیارهای تفکیک پل‌ها به پل‌های منظم یا نامنظم در فصل ۸ این راهنما ارایه گردیده‌اند.

۳-۳-۱-۲- طیف‌های پاسخ طرح ویژه ساختگاه

در تحلیل دینامیکی مـودی (طیفی)، طیف پـاسخ طرح برای میرایی ۵٪ به‌کار برده می‌شود. طیف پاسخ طرح به‌روش زیر به‌دست می آید.

۳-۳-۱-۲-۱- طیف پاسخ طرح در تراز بستر سنگی

طیف پاسخ طرح در تراز بستر سنگی برای بارگذاری افقی زمین‌لرزه عبارت است از طیف پاسخ با خطرپذیری یکنواخت برای احتمال تجاوز ۱۰٪ در ۵۰ سال (معادل دوره بازگشت ۴۷۵ سال) که از اطلاعات زمین‌شناسی، لرزه‌شناسی و لرزه زمین‌ساخت با استفاده از روابط کاهندگی مناسب به دست می‌آید.

۳-۳-۱-۲-۲- طیف پاسخ طرح در تراز پی

در کلیه مواردی که خاک‌های سست‌تری با سرعت امواج برشی کوچک‌تر از ۷۰۰ متر برثانیه، در حد فاصل بسترسنگی لرزه‌ای تا تراز زیرین پی موجود باشند، لازم است از طیف پاسخ طرح اصلاح‌شده برای تراز پی در تحلیل استفاده شود. در این حالت لازم‌است تحلیل پاسخ دینامیکی ساختگاه به‌عمل آید. در این تحلیل باید از طیف پاسخ طرح ویژه ساختگاه در تراز بستر سنگی بهره‌گیری شود. همچنین مقادیر طیفی طرح باید به عنوان مقادیر حداکثر محاسبه‌شده از مرجحاً ۷ (حداقل برای پل‌های مهم) یا حداقل ۳ تاریخچه زمانی ثبت‌شده زمین‌لرزه سازگار (برای پل‌های متعارف)، اختیار گردند.

۳-۳-۱-۳- تاریخچه‌های زمانی حرکت زمین

در مواردی که تحلیل تاریخچه زمانی به منظور ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای کمّی پل موجود، یا ارزیابی پل با اصلاحات مورد نظر در طرح بهسازی در حیطه رفتار خطی یا غیرخطی مدّنظر باشد، یا تحلیل پاسخ دینامیکی ستون خاک مورد بررسی باشد، مشخصه‌های تاریخچه زمانی زمین‌لرزه را می‌توان از روش‌های زیر به دست آورد.

۳-۳-۱-۳-۱- رکوردهای ثبت شده در تراز بستر سنگی

حداقل ۳ یا مرجحاً ۷ (تعداد حداقل برای پل‌های مهم) تاریخچه زمانی ثبت‌شده برای حرکت‌های متعامد افقی زمین باید برای تراز بسترسنگی لرزه‌ای تهیه گردند. این تاریخچه‌های زمانی باید با طیف‌های پاسخ طرح در تراز بستر سنگی به شرحی که ذکر شد، سازگار باشند. به عبارت دیگر، هر تاریخچه زمانی زمین‌لرزه باید از دو نگاشت زمین‌لرزه ثبت شده در دو امتداد متعامد افقی ثبت شده در یک محل و برای یک زمین‌لرزه تهیه گردد. این نگاشت‌ها باید به نحوی اصلاح گردد تا طیف پاسخ حاصله با طیف پاسخ طرح در تراز بستر سنگی هماهنگ گردد.

۳-۳-۱-۳-۲- تاریخچه های زمانی اصلاح شده

در تمامی حالاتی که لایه‌های خاک با سرعت سیر امواج برشی کوچکتر از ۷۰۰ متر بر ثانیه در حد فاصل بستر سنگی و تراز پی قرار دارند، لازم‌است تاریخچه‌های زمانی حرکت به‌دست آمده برای بستر سنگی اصلاح گردند. در مورد پی‌های سطحی، تراز زیرین پی مورد نظر خواهد بود. در مورد پی‌های عمیق، می‌توان برای افزایش دقت از مقادیر متفاوتی در ارتفاع پی‌های عمیق استفاده کرد.

لازم است تعداد حداقل ۷ (برای پل‌های مهم) یا ۳ (برای پل‌های متعارف) تاریخچه زمانی زمین‌لرزه، هر یک شامل دو نگاشتِ شتاب مربوط به حرکت افقی در دو امتداد متعامد با استفاده از تاریخچه زمانی حرکت زمین در تراز بستر سنگی به شرحی که ذکر شد، تهیه گردد.

در هر تاریخچه زمانی حرکت زمین باید از دو نگاشت زمین لرزه ثبت شده در دو امتداد متعامد در حین زلزله‌های گذشته استفاده کرد. این نگاشت‌های متعامد را باید به نحوی اصلاح نمود که با طیف‌های پاسخ طرح به دست آمده در مطالعات تحلیل خطر برای تراز پی هماهنگ گردند.

فصل ۴

مفاهیم تحلیل تقاضا

۴-۱- تحلیل لرزه‌ای و تعیین آثار ناشی از زمین‌لرزه (تقاضا در اعضا و اجزا)

موارد مندرج در این فصل ملزومات و معیارهای حداقل را برای ارزیابی و بهسازی لرزه‌ای پل‌ها ارایه می‌دهند. در مواردی که این فصل در پوشش‌دادن آن کفایت ننماید، لازم است مطالعات موردی و ویژه به‌عمل آید. معیارهای این بخش باید در هماهنگی با ترازهای عملکردی مورد بحث در فصل هفتم به‌کار گرفته شوند.

۴-۱-۱- رفتار سازه پل

سازه‌های پل‌های موجود یا بهسازی‌شده از نظر قابلیت جذب و استهلاک انـرژی و میـزان شکل‌پذیری به گروه‌هـای زیر منقسم می‌گردند.

۴-۱-۱-۱- سازه با رفتار الاستیک خطی

در مورد سازه‌ای که در نظر است تحت تأثیر زلزلهٔ طراحی ماهیتاً و عمدتاً در رژیم الاستیک رفتاری باقی بماند، لازم‌است حاشیه اطمینان و ذخیره مقاومت مکفی در مقابل شکست ترد یا کمانش و سایر صور غیرشکل‌پذیر خرابی منظور گردد.

۴-۱-۱-۲- سازه با شکل پذیری محدود

به اختصار، سازه‌هایی که قادر باشند میزان محدودی از رفتار غیر خطی را در حیطهٔ فرا الاستیک تجربه نمایند، ولی قابلیت تشکیل مفاصل و مکانیسم‌های پلاستیک به شرح مندرج در بند ۴ـ۱ـ۱ـ۳ را دارا نمی‌باشند، در این گـــروه مورد مطالعه قرار داده می‌شوند. از مفاهیم مندرج در فصول هشتم و نهم در مورد این سازه‌ها می‌توان بهره‌گیری نمود.

۴-۱-۱-۳- سازه با شکل‌پذیری زیاد

در این نوع سازه انتظار می‌رود تحت تأثیر زلزلهٔ طرح، مکانیسم پلاستیک تشکیل گردد. به عنوان بخشی از مطالعات طراحی بهسازی لرزه‌ای، مکانیسم‌های محتمل پلاستیک را باید به وضوح مشخص نمود.

طرح بهسازی باید به گونه‌ای صورت گیرد که سیلان در اعضا و اجزای سازه و شالوده (جز شمع‌ها) بهسازی شده محدود به مواضعی گردد که برای بازرسی و تعمیرات پس از وقوع زلزله قابل دسترسی سریع باشند. رفتار فرای الاستیک و انواع دیگر رفتار غیرخطی باید به موارد زیر محدود گردد:

- در مورد پایه‌های میانی بتنی مسلح (ستون‌ها و دیواره‌ها) و همچنین فولادی (ستون‌ها): تشکیل مفاصل پلاستیک در مواضع از پیش تعیین شده.
- در اعضای فولادی: سیلان در اعضای مهاری دیافراگم‌های افقی و قائم و اعضای مهاری پایه‌های خرپایی فضاکار.
- در کوله‌های بسته: تغییر شکل فرا الاستیک خاک پشت دیوارهای کوله‌ها و دیوارهای برگشتی.

اعضا، اجزا و اتصالات سازه‌های شکل‌پذیر باید ضمن برخورداری از ظرفیت کافی، تغییرشکل‌های اعمالی تحت بارگذاری رفت و برگشتی را بدون کاهش مقاومت تحمل نمایند.

۴-۱-۱-۴- سازه مجهز به سیستم‌های میراگر

در این سازه‌ها، از طریق ایزولاسیون ارتعاشی یا به‌کارگیری تمهیدات استهلاک‌دهندهٔ انرژی، پاسخ لرزه‌ای سازه تحت کنترل قرار داده می‌شود. در پل‌های مجهز به این تمهیدات، تغییرشکل‌های غیرخطی باید عمدتاً در مواضع ویژه و محدود و یا تمهیدات میراگر متمرکز گردند.

۴-۱-۱-۵- سازه با پاسخ غلتشی ـ لغزشی

چنین سازه‌هایی قابلیت غلتش یا لغزش یا ترکیبی از آن دو را درحین وقوع زلزله دارا می‌باشند. در این نوع از پل‌ها باید میزان غلتش محدود گردد تا امکان فروافتادن عرشه از تکیه‌گاه یا بروز حالات ناپایداری کلی و واژگونی منتفی شود. به این ترتیب باید با استفاده از ضربه‌گیر، در حالاتی که پس از غلتش به ضامن‌ها یا قیود محدودکننده حرکت ضربه یا شوک وارد می‌شود، انرژی به میزان لازم مستهلک گردد؛ در غیر این‌صورت، میزان خسارت‌پذیری ناشی از اعمال ضربه پس از غلتش را باید مورد بررسی قرار داد.

۴-۲- مدل‌سازی و تحلیل به منظور ارزیابی کمّی

۴-۲-۱-تحلیل دینامیکی خطی

در این راهنما، تحلیل طیفی مطابق استاندارد شماره ۲۸۰۰ به عنوان حداقل ملزومات تحلیل دینامیکی خطی در نظر گرفته شده است. مدل‌سازی و تحلیل باید برای تعیین پاسخ تغییرمکانی سازه علاوه بر سایر مؤلفه‌های پاسخ سازه به عمل آید. در مدل‌سازی باید اثر انعطاف‌پذیری سیستم خاک‌ـ شالوده، دستگاه‌های تکیه‌گاهی، اتصالات و دیگر تمهیداتی که فاقد صلبیت یا سختی نسبی قابل ملاحظه باشند، منظور گردد.

در چارچوب تحلیل دینامیکی خطی می‌توان از تحلیل تاریخچه زمانی الاستیک خطی نیز بهره جست. در این حالت باید محدودیت‌های تغییرمکانی تعیین‌شده در این راهنما رعایت شود.

۴-۲-۱-۱- مدل تحلیل

در مدل‌سازی در چارچوب تحلیل‌دینامیکی‌خطی باید آثار ترک‌خوردگی در سختی اعضا و اجزای بتن آرمه ملحوظ گردند. همچنین آثار عملکرد توأم خاک ـ شالوده ـ سازه را باید به نحو واقع‌گرایانه‌ای در تحلیل منظور داشت. با توجه به اطلاعات موجود، به منظور تفسیر نتایج و تحلیل حساسیت باید حیطهٔ محتملی از تغییرات پارامترهای مرتبط با سختی و مدول عکس‌العمل خاک را در نظر گرفت.

۴-۲-۱-۲-تحلیل طیفی مودی

طیف پاسخ طرح الاستیک مورد استفاده در تحلیل طیفی مودی بر اساس این راهنما اختیار یا تعیین می‌گردد. تعداد مدهایی که لازم است در تحلیل مودی منظور گردند باید برای در برگرفتن تمامی مدهای پاسخ بحرانی کفایت نمایند. پاسخ‌های مودی در

حیطه‌های پریودهای معمول پل‌ها اغلب در حدودی است که روش ترکیب کوادراتیک کامل برای ارزیابی تقاضا به نتایج متقن‌تری از روش ریشه مجموع مربعات حاصل می‌گردد. جزییات تفصیلی در مورد حیطه کاربرد روش‌های اخیرالذکر در پیوست الف این راهنما ارایه گردیده است.

پاسخ سازه در امتدادهای متفاوت (متعامد) بر اساس بند ۴-۲-۴ این راهنما در نظر گرفته می‌شود.

۴-۲-۱-۳- تحلیل تاریخچه زمانی الاستیک

مشخصه‌های زمین‌لرزهٔ محرک سازه در تحلیل تاریخچه زمانی را باید در این راهنما تعیین و منظور نمود. پاسخ بیشینه حاصل و مرجحاً ۷ (حداقل برای پل‌های مهم) و حداقل ۳ نگاشت زمین‌لرزه با ویژگی‌های قابل تطبیق با مکانیسم گسلش محتمل و شرایط توپوگرافیک و نوع خاک برای طراحی و کنترل طرح به کار برده می‌شوند. نسبت میرایی مناسبی باید در این مورد اختیارگردد. در اغلب موارد و در عدم حضور تمهیدات ویژه میراگر، که درآن‌حالت تحلیل‌خطی را نمی‌توان مجاز شمرد، نسبت میرایی به حداکثر ۵٪ میرایی بحرانی محدود می‌گردد.

اختیار مقادیر بالاتری برای نسبت میرایی مستلزم توجیه مبتنی برتحلیل‌عددی و یا آزمایشگاهی خواهد بود.

در تحلیل ازطریق انتگرال‌گیری گام به‌گام، لازم‌است گام‌های زمانی به میزان مکفی کوچک اختیار گردند تا تمامی مدهای پاسخ بحرانی ردیابی و منظور شوند.

در این حالت در صورت ضرورت بررسی اثر تحریک همزمان مؤلفه‌های متعامد زلزله، لازم‌است تاریخچهٔ زمانی مؤلفه‌های متعامد به طور همزمان بر سازه اعمال و پاسخ حاصله مورد بررسی قرار داده شود.

۴-۲-۲- تحلیل استاتیکی غیر خطی

تحلیل استاتیکی غیرخطی (تک‌آهنگ) به منظور تعیین ظرفیت تغییرمکانی و الگو و شیوهٔ رفتار غیرخطی مجموعهٔ سازه و پایه‌های قابی‌شکل پل‌ها به‌کاربرده می‌شود. در کلیه موارد، لازم است از مشخصات مقطع ترک‌خورده در پایه‌های بتن‌آرمه استفاده نمود، مگر آنکه از طریق محاسبات متقن نشان‌داده شود که تقاضا در تمامی مقاطع در طول کامل عضو، از ۵۰٪ ظرفیت مقطع مربوطه تجاوز نمی‌نماید.

انعطاف‌پذیری شالوده و اتصالات باید در مطالعات منظور گردد. همچنین ظرفیت شالوده و خاک زیرشالوده را باید در تحلیل غیرخطی تک‌آهنگ درنظر گرفت. تمامی آثار مؤثر بر شکل‌پذیری اعضا باید در مدل تحلیل منظور گردند و ابزار تحلیل قادر به ارایه تصویر واقع‌گرایانه‌ای از پاسخ استاتیکی بار افزون مدل باشد.

۴-۲-۳-مدل سازه

نحوه مدل‌سازی به منظور تحلیل برای ارزیابی کمّی در فصل هشتم این راهنما و ضمیمه الف به تفصیل تشریح شده است. در تخمین مواضع تشکیل مفاصل پلاستیک، باید مواضع مستعد تشکیل مفصل، مانند انتهای اعضا، در مجاورت اتصالات و یا در نواحی تغییر ابعاد مقطع، شناسایی و بررسی شوند. ظرفیت دوران پلاستیک مقطع با توجه به جزییات اجرایی و مشخصه‌های مصالح مربوطه باید از طریق محاسباتی و یا آزمایشگاهی تعیین و در ارزیابی منظور گردد.

تحلیل می‌تواند بر اساس روابط تنش کرنش مصالح یا رفتار لنگر_ انحنای اعضا و اتصالات صورت گیرد. رفتار مرتبط با جزییات اجرایی نارسا یا مصالح اضمحلال یافته را باید به نحو واقع‌گرایانه‌ای تخمین زد و در مدل‌سازی ملحوظ نمود تا بتوان به نتایج قابل اعتمادی در ارتباط با پاسخ تحلیلی سازه دست یافت.

۴-۲-۴-تحلیل دینامیکی غیرخطی

در مورد سازه‌های فاقد تمهیدات ویژه با میرایی قابل ملاحظه، بدون پشتوانه تحلیلی و یا آزمایشگاهی نباید نسبت میرایی را بزرگ‌تر از ۵٪ میرایی بحرانی در نظر گرفت.

همچنین در حالت‌هایی که تحلیل غیرخطی حاکی از قابل پذیرش بودن مقدار بزرگ‌تری در اثر میرایی هستیرتیک باشد، صرفاً با ارایه دلایل قانع‌کننده و ضمیمه نمودن مدارک تحلیلی متقن، ممکن است مقادیر نسبت میرایی کلی افزون‌تری را از میزان مذکور در فوق (۵٪) در نظر گرفت. آثار ناشی از کاهش و زوال سختی و میرایی اعضا ناشی از بارگذاری سیکلیک را باید در تحلیل غیرخطی منظور نمود.

حساسیت نتایج عددی به‌گام‌های زمانی تحلیل را باید مورد تفحص قرار داد. همچنین حساسیت نتایج به خواص تعریف‌شده در مدل از نظر قوانین بنیادین حاکم بر رفتار هیسترتیک مصالح را نیز باید مورد بررسی قرار داد.

آثار ناشی از اندرکنش بارهای قائم و تغییر مکان‌های جانبی، در مواردی که آثار آنها قابل اعتنا باشد، باید در تحلیل گنجانده شوند.

تحلیل براساس ویژگی‌های تاریخچه زمانی حرکت زمین به نحو مورد بحث در پیوست الف صورت می‌گیرد. پاسخ مورد بررسی در ارزیابی عبارت است از بیشینه مقادیر حاصل از اعمال ۷ (حداقل برای پل‌های مهم) یا ۳ (حداقل برای پل‌های متعارف) تاریخچه زمانی با شرایط و ویژگی‌های قابل تطبیق با شرایط ساختگاه.

در محاسبهٔ پاسخ ناشی از مؤلفه‌های متعامد زمین‌لرزه، لازم‌است تاریخچهٔ زمانی مؤلفه‌های متعامد به طور همزمان بر سازه اعمال شود.

۴-۲-۵- ترکیب آثار ناشی از زلزله

۴-۲-۵-۱- برای پل‌های مهم آثار ناشی از زلزله باید بر اساس مشخصه‌های زلزله در ۳ امتداد متعامد محاسبه گردد.

۴-۲-۵-۲- در مورد پل‌های منظم مؤلفه‌های متعامد افقی شامل مؤلفهٔ عرضی (متعامد بر محور طولی) و طولی (هم‌امتداد با محور طولی پل) می‌باشد.

۴-۲-۵-۳- در مورد پل‌های مورب یا دارای قوس در پلان، باید موارد مندرج در فصل هشتم و پیوست الف را دنبال نمود.

۴-۲-۵-۴- منظور داشتن مؤلفه‌های قائم حرکت زمین در مورد پل‌های واقع در حوزهٔ نزدیک گسلش و پل‌های با دهانه‌های افزون‌تر از ۵۰ متر و همچنین پل‌های متشکل از اعضای اصلی پیش‌تنیده در سازهٔ عرشه الزامی است.

۴-۲-۵-۵- در تحلیل مودی، آثار ناشی از زلزله را باید برای ترکیب بارهای زیر به عنوان ملزومات حداقل در نظر گرفت:

- ترکیب آثار ناشی از ۱۰۰٪ مؤلفهٔ طولی زمین‌لرزه با ۳۰٪ ناشی از مؤلفه‌های عرضی و قائم.
- ترکیب آثار ناشی از ۱۰۰٪ مؤلفهٔ عرضی زمین‌لرزه با ۳۰٪ ناشی از مؤلفه‌های طولی و قائم.
- ترکیب آثار ناشی از ۱۰۰٪ مؤلفهٔ قائم زمین‌لرزه با ۳۰٪ ناشی از مؤلفه‌های طولی و عرضی.

۴-۲-۵-۶- در تحلیل تاریخچهٔ زمانی لازم است برای هر زمین‌لرزهٔ اعمالی، تاریخچه زمانی ۳ مؤلفه حرکت زمین به طور همزمان در نظر گرفته شوند.

۴-۲-۵-۷- مهندس طراح باید با توجه به بند ۲ـ۷ بررسی‌های لازم را به عمل آورد تا نیاز یا عدم نیاز به تحلیل آثار تحریک نامتجانس تکیه‌گاه‌ها در پل مورد نظر، با توجه به ویژگی‌های هندسی پل، توپوگرافی محل و مشخصه‌های خاک مشخص گردد.

۴-۳-تقاضای تغییرمکانی کلی

منظور از تغییرمکان کلی پل، تغییرمکان (یا پاسخ تغییرمکانی) در مرکز جرم سازه پل حاصل از اعمال بارهای وارده می‌باشد.

۴-۳-۱- سازهٔ الاستیک

سازهٔ الاستیک به سازه‌ای اطلاق می‌گردد که یا عملاً تحت تأثیر عوامل وارده در سطح بهره‌برداری و سطح ایمنی وارد حیطهٔ رفتار غیرالاستیک نمی‌گردد، یا به دلیل عدم کفایت شکل‌پذیری، رفتار غیرخطی بروز نخواهد داد.

در این حالت، نیروها و تغییر مکان‌ها و تغییر زاویه‌های محاسبه‌شده بر اساس تحلیل دینامیکی خطی در طراحی به کار گرفته می‌شوند.

روش‌های مجاز تحلیل دینامیکی خطی در فصل هشتم و پیوست الف ذکر گردیده‌اند.

۴-۳-۲- سازه‌های شکل‌پذیر(شکل‌پذیری زیاد یا محدود) پل‌ها

در محاسبه این تغییرمکان، آثار ناشی از جابه‌جایی و دوران شالوده‌ها و تغییرشکل‌های یکایک اعضا و اجزای سازه و دستگاه‌های تکیه‌گاهی را باید منظور نمود.

۴-۳-۲-۱- نحوه محاسبه تغییرمکان کلی سازه

تعیین تغییرمکان کلی سازه به دو روش زیر مجاز می‌باشد:

- تحلیل دینامیکی خطی
- تحلیل دینامیکی غیرخطی

نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی آنگاه به عنوان پاسخ تغییر مکانی کلی طراحی قابل استفاده است که کوچک‌تر از ۸۰٪ پاسخ حاصله از تحلیل طیفی مودی الاستیک نباشد. در غیر این‌صورت، باید نتایج را برای نیل به تغییرمکان حداکثر حاصل از تحلیل،

به مقدار مذکور در فوق، مقیاس نمود. در مواردی که نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی افزون‌تر از نتایج دینامیکی خطی باشند، باید مستقیماً از نتایج تحلیل غیرخطی استفاده گردد.

۴-۳-۲-۲- حداقل ظرفیت تغییرمکانی کلی

برای تعیین ظرفیت تغییرمکانی کلی پل یا پایه‌های قابی‌شکل پل می‌توان از روش‌های زیر بهره‌گیری نمود:

- تحلیل استاتیکی غیرخطی
- تحلیل دینامیکی غیرخطی

در مطالعهٔ ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای پل باید از نیل سازه به میزان حداقل ظرفیت تغییرمکانی که برای ارزیابی اختیار گردیده است، اطمینان کافی کسب شود.

۴-۳-۲-۳ - معیار پذیرش ظرفیت تغییرمکانی

در طراحی به منظور بهسازی لرزه‌ای پل‌ها، حداقل ظرفیت تغییرمکانی کلی موجود (یا تأمین‌شده) در امتداد و جهت مورد نظر، باید بیشتر یا مساوی با ۱/۲ برابر تقاضای تغییرمکانی کلی متناظر سازه باشد که بر اساس بند ۴ـ۳ـ۲ فوق محاسبه گردیده است.

۴-۳-۲-۴- شکل‌پذیری موضعی

علاوه بر ارضای معیار پذیرش ظرفیت تغییرمکانی کلی مذکور در فوق، لازم است کنترل به عمل آید که برای اقناع معیارهای عملکرد لرزه‌ای پل، نسبت تقاضای شکل‌پذیری موضعی اعضا و اجزای شکل‌پذیر سازه، با حاشیه اطمینان مکفی، مطابق فصل نهم، از ظرفیت شکل‌پذیری عضو یا جزء مزبور، تجاوز نمی‌نمایند.

۴-۳-۳- سازهٔ مجهز به تمهیدات حفاظتی

در مورد پل‌های مجهز به تمهیدات میراگر یا ایزولاسیون ارتعاشی، ضرورت دارد پاسخ‌های حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی در ارزیابی به‌کار برده شوند. علاوه بر مدل‌سازی واقع‌گرایانهٔ این تمهیدات و ضرورت اختیار پارامترهای رفتاری واقعی آنها، لازم است آثار ناشی از اندرکنش خاک‌ـ شالوده‌ـ سازه و رفتار غیرخطی خاک و شالوده، علاوه بر سازه و تمهیدات میراگر در محاسبات منظور شوند. در صورت عدم وجود مدارک فنی نمایشگر رفتار رفت و برگشتی این تمهیدات، لازم‌است آزمایش‌های توصیه‌شده در پیوست ح قبل از مدل‌سازی، تحلیل، طراحی و بهسازی به کمک این ابزار، انجام شوند.

۴-۳-۴- سازه‌های مستقر بر سیستم غلتشی‌ـدورانی

تقاضای تغییرمکانی این سیستم‌ها باید بر اساس روش‌ها و ابزار تحلیل مندرج در فصل‌های هفتم و هشتم و پیوست الف این راهنما محاسبه گردد.

۴-۳-۵- تغییرمکان‌های طراحی برای تکیه‌گاه‌های انبساطی ـ انقباضی

در مواردی که تمهیدات و قیود ممانعت‌کننده از فروافتادن عرشه از تکیه‌گاه‌های غلتشی‌ـ لغزشی برای عرشه‌های غیرممتد بر پایه‌ها و کوله‌ها به نحو مؤثر و اطمینان‌بخشی تعبیه و پیش‌بینی نشده باشند، باید تقاضای تغییرمکانی مربوط به تغییرمکان نسبی عرشه بر چنین تکیه‌گاه‌هایی، معادل ۱/۵ برابر مقادیر حاصل از روش‌های مجاز تحلیل مذکور در بندهای ۴ـ۳ـ۱ تا ۴ـ۳ـ۴ با توجه به اثر تغییرشکل‌های محتمل خاک در نظر گرفته شود. علاوه بر آن، در مورد ساختگاه‌هایی که فاقد خاک مستعد روانگرایی و گسترش جانبی باشند، طول نشیمن عناصر سازهٔ عرشه بر تکیه‌گاه‌های انبساطی ـ انقباضی (لغزشی ـ غلتشی یا الاستومر) باید مطابق بند ۸ـ۱ـ۱ این راهنما تأمین گردیده باشد. در صورت عدم تأمین طول نشیمن مزبور، طراحی تمهیدات ممانعت‌کننده از فروافتادن عرشه از تکیه‌گاه در بهسازی این پل‌ها ضروری خواهد بود.

۴-۴- تقاضای نیروها و گشتاورها

۴-۴-۱- سازه‌های الاستیک

تعیین تقاضای نیروها و گشتاورها در سازه‌های الاستیک بر اساس یکی از دو روش زیر مجاز شمرده می‌شود، مگر در مورد سازه‌هایی که در فصل هفتم روش‌های دیگری برای ارزیابی آسیب‌پذیری آن‌ها به عنوان ملزومات حداقل تعیین گردیده باشد.

- روش طراحی ظرفیتی، مطابق فصل هشتم، نهم و پیوست ب
- تحلیل دینامیکی خطی، مطابق فصل‌های هفتم، هشتم و پیوست الف

۴-۴-۲- سازه‌های شکل‌پذیر یا دارای شکل‌پذیری محدود

در این حالت، سازه پل باید بر اساس مفاهیم طراحی ظرفیتی ارزیابی گردد. نیروها و گشتاورهای داخلی ایجادشده در سازه متناظر با مرحله‌ای که سازه به ظرفیت تغییرمکانی کلی خود نایل می‌گردد، یا آن‌که در سازه مکانیسم گسیختگی پلاستیک مورد نظر تشکیل می‌شود، بر اساس تحلیل استاتیکی غیرخطی یا تحلیل مکانیسم پلاستیک‌ـ به عنوان تقاضای نیروها و گشتاورهای سازه‌ـ در نظر گرفته می‌شوند. خواص اسمی مصالح و ذخیره مقاومتی اعضا باید در محاسبه تقاضای اعضا ملحوظ گردند. نیروهای طراحی اتصالات بین سازهٔ عرشه و پایه‌ها و کوله‌ها (مانند تمهیدات مقیدکننده حرکت، تمهیدات مقاوم درمقابل بلندشدن عرشه، کلیدهای برشی و نظایر آن) بر اساس روش طراحی ظرفیتی یا معادل ۱/۲۵ برابر نیروهای متناظر با روش طراحی الاستیک، در نظر گرفته می‌شوند.

۴-۴-۳-سازه‌های مجهز به تمهیدات حفاظتی

تقاضای نیروها و گشتاورها در اعضای پل‌های مجهز به تمهیدات میراگر، باید بر مبنای روش‌های تحلیل دینامیکی غیرخطی تعیین گردند. در مورد اتصالات تمهیدات حفاظتی به پایه‌ها و به سازهٔ عرشه، نیروهای طراحی را باید با ضریب افزایش ۱/۲۵ برابر آن‌چه از تحلیل دینامیکی غیرخطی به دست آمده، افزایش داد.

فصل ۵

ارزیـــابی ظـــرفیت

۵-۱- ظرفیت اعضا

ظرفیت عضو سازهٔ پل عبارت است از مقاومت اسمی آن که بدون اعمال ضرایب مقاومت مصالح (بر اساس ضرایب مقاومت مصالح برابر با واحد) محاسبه گردیده باشد.

۵-۱-۱- مقاومت مصالح

ظرفیت اعضای موجود پل بر مبنای مقاومت مصالح با احتمال تجاوز ۵۰٪ در نظر گرفته می‌شود.

مقاومت مصالح بتنی و فولادی باید از طریق نمونه‌گیری‌های مخرب مانند مغزه‌گیری بتن، نمونه‌گیری از آرماتور فولادی و تهیه نمونهٔ آزمایش‌های کششی فولاد و نظایر آن تعیین گردد.

به منظور کاهش تعداد آزمایش‌های مخرب، می‌توان در کنار آزمایش‌های مخرب از آزمایش‌های غیرمخرب، که باید با نتایج آزمایش‌های مخرب کالیبره شوند، نیز بهره جست؛ ولی انجام تعداد حداقلی آزمایش مخرب به شرح مندرج در پیوست ح این راهنما الزامی است.

۵-۱-۲- آرایش آرماتورها در اعضای بتن آرمه

در مواردی که نقشه‌های چون‌ساخت موجوداند، از تطابق آرایش آرماتورها با نقشه‌های چون‌ساخت در اتصالات، با تعداد حداقل سونداژ باید اطمینان حاصل نمود. در مورد آرایش آرماتورهای اعضای ستون و تیر بهره‌گیری از دستگاه آرماتوریاب از نظر تطابق می‌تواند کمک نماید؛ ولی جایگزین کامل آزمایش‌های مخرب نخواهد بود و لازم است تعداد محدودی سونداژ مخرب با برداشتن قشر بتنی محافظ آرماتور انجام و با نتایج آرماتوریابی کنترل گردند. در مواردی که نقشه‌های چون‌ساخت موجود نیستند ولی نقشه‌های طراحی موجود می‌باشند، تعداد حداقل سونداژها جهت بررسی و تطابق آرایش و نوع آرماتورها با نقشه‌های اجرایی باید مطابق پیشنهاد مهندسان مشاور و تأیید مدیریت طرح باشد.

در موارد فقدان نقشه‌های طراحی یا چون‌ساخت، سطح اطلاعاتی که باید گردآوری شود، در حدی ضروری تلقی می‌شود که امکان ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای پل با قابلیت اعتماد کافی فراهم گردد.

۵-۲- مقاومت اسمی اعضای بتن‌آرمه پل‌های موجود

مقاومت اسمی اعضای بتن‌آرمه موجود باید در تطابق با ملزومات آیین‌نامه طرح و محاسبه پل‌های بتن‌آرمه – موضوع نشریه شماره ۳۸۹- در نظر گرفته شود. با این تفاوت که ضریب پاره‌ای کاهش مقاومت برای این اعضا در نظر گرفته نمی‌شود. به عبارت دیگر، این ضرایب پاره‌ای برابر با واحد در نظر گرفته می‌شوند. ظرفیت اعضا را می‌توان با بهره‌گیری از روش‌شناسی ارایه شده در توضیحات تشریحی این راهنما محاسبه نمود.

در موارد زیر لازم است تفاوت ملزومات مرتبط با جزییات اجرایی تعیین شده در این راهنما مورد توجه قرار داده شده و آثار این تفاوت در تعیین مقاومت اسمی اعضا منظور گردند:

- اعضای بتن‌آرمه (به ویژه پایه‌ها و سرستون‌ها) با نسبت آرماتور کمتر از آنچه در ملزومات آرماتوربندی این راهنما ذکر گردیده است.
- طول نامکفی مهاری
- طول وصله آرماتورها
- فاصله تنگ ها یا گام آرماتورهای دورپیچ
- کاهش مقاومت برشی با افزایش تقاضای شکل‌پذیری در نقاط تشکیل لولای پلاستیک در اعضای بتن‌آرمه در طول ناحیه لولای پلاستیک.

۵-۲-۱-آثار ناشی از اضمحلال

در مرحله ارزیابی، مقاومت اعضای بتن‌آرمه موجود باید با توجه به میزان اضمحلال مصالح، ترک‌خوردگی‌های ناشی از آثار محتمل پدیده‌هایی مانند کربناسیون، واکنش‌های داخلی، حملهٔ سولفات‌ها، حضور یون کلر یا سایر نارسایی‌های محتمل یا شناسایی‌شدهٔ ناشی از اضمحلال مصالح تعیین گردد.

۵-۲-۲- ظرفیت شکل‌پذیری

ظرفیت شکل‌پذیری موضعی چرخشی خمشی یا انحنایی اعضای بتن‌آرمه را باید در مواضع تشکیل لولاهای پلاستیک با توجه به عوامل و پارامترهای زیر تعیین نمود:

- تحلیل همسازی کرنش‌ها و لنگر_ انحنا با در نظر گرفتن اثر آرماتورهای محصورکننده و کرنش‌های نهایی آرماتورهای فولادی، بتن هسته و قشر بتنی محافظ آرماتور.
- در مورد اعضای دارای آرماتورهای عرضی نسبتاً اندک و در فواصل نسبتاً زیاد، کرنش‌های حداکثر را معمولاً باید در آخرین تارهای عضو به جای عمق مؤثر مقطع کنترل نمود.
- جزییات آرماتوربندی شامل طول مهاری، طول وصله‌ها، آرماتور عرضی محصورکننده و جزییات خم‌های انتهایی و سایر جزییات آرماتوربندی که در رفتار لرزه‌ای و شکل‌پذیری اعضا مؤثر خواهند بود.
- نقش عضو در مسیر انتقال بارهای ثقلی پس از وقوع زلزله.
- ظرفیت شکل پذیری موضعی اعضا را باید در مرحله ارزیابی آسیب‌پذیری براساس رفتار مقطع موجود و در مرحله طراحی و ارایه طرح بهسازی لرزه‌ای، با در نظر گرفتن مدل واقع‌گرایانه‌ای از عضو و نقش آن از دیدگاه مشارکت در باربری سیستم پس از اعمال اصلاحات بررسی نمود.

۵-۳- مقاومت اسمی اعضای فولادی در پل‌های موجود

مقاومت اسمی اعضای فولادی موجود در تطابق با ملزومات دستورالعمل طراحی پل‌های فولادی – موضوع نشریه شماره ۳۹۵- در نظر گرفته می‌شود؛ با این تفاوت که در اینجا تمامی ضرایب پاره‌ای مقاومت مصالح معادل واحد فرض می‌گردند.

در مورد اعضای فولادی موجود که تمامی ملزومات مرتبط با جزییات اجرایی طراحی لرزه‌ای پل‌ها را مطابق با این راهنما ارضا نمی‌نمایند، لازم است تفاوت‌های طراحی جزییات به شرح زیر در تعیین مقاومت اسمی آن اعضای در نظر گرفته شود:

- برای اعضای فولادی با نسبت بعد بال به ضخامت بال و یا بعد جان به ضخامت جان بیش از آنچه در این راهنما مقرر گردیده است، لازم است آثار کمانش موضعی در تعیین مقاومت اسمی و ظرفیت عضو ملحوظ گردند.
- اعضای فولادی با نسبت لاغری فراتر از ۲۰۰ تنها برای جذب کشش مجاز محسوب می‌شوند و آثار شیوه کمانش نیز باید در حیطه نسبت لاغری ۱۲۰ تا ۲۰۰ و ۸۰ تا ۱۲۰ در نظر گرفته شود. هرگاه فاصله بین تکیه‌گاه‌های مقیدکننده جانبی برای جلوگیری از کمانش جانبی پیچشی عضو در مورد پل‌های مشمول این راهنما از ۶ متر تجاوز نماید، آثار بروز کمانش جانبی پیچشی محتمل باید در ظرفیت اسمی اعضا ملحوظ گردد.
- کاهش مقاومت کمانش جانبی- پیچشی و خمشی ـ پیچشی و آثار ناشی از بروز شکست محتمل عضو به ویژه در طول ناحیه تشکیل لولای پلاستیک باید در محاسبات مقاومت اسمی اعضا در نظر گرفته شود.

۵-۳-۱- آثار ناشی از اضمحلال

مقاومت اعضای فولادی موجود باید با توجه به میزان اضمحلال مصالح یا حضور نارسایی‌های محتمل یا شناسایی‌شده تعیین گردد.

۵-۳-۲- ظرفیت شکل‌پذیری

ظرفیت شکل‌پذیری موضعی (ظرفیت شکل‌پذیری انحنایی یا ظرفیت دورانی خمشی) اعضای فولادی باید با در نظرگرفتن پارامترهای زیر تعیین گردد:

- تحلیل مقطع با فرض باقی‌ماندن صفحه اولیه مقطع به صورت اولیه، با در نظر گرفتن خواص مصالح فولادی موجود و میزان کرنش نهایی مصالح،
- نوع و خواص هندسی مقطع (فشرده یا غیرفشرده، تقویت‌شده، ...)،
- نسبت لاغری عضو،
- نقش عضو از نظر مشارکت در تحمل نیروهای ثقلی در مسیر انتقال بارهای ثقلی پس از وقوع زلزله.

ظرفیت شکل‌پذیری موضعی اعضا را باید در مرحله ارزیابی آسیب‌پذیری براساس مقطع موجود و در مرحله ارایه طرح بهسازی لرزه‌ای، با در نظرگرفتن مدل واقع‌گرایانه‌ای از عضو و نحوه مشارکت آن در باربری سیستم پس از اعمال اصلاحات طرح بهسازی، بررسی نمود.

فصل ۶

شیوه های بهسازی و نحوهٔ ارائه طرح بهسازی لرزه ای

۶-۱- کلیات

طرح بهسازی اعضا باید براساس اسلوب‌شناسی و راهنمایی‌های ارایه‌شده در این راهنما صورت گیرد.

طراحی اعضای جدیدی که به عنوان بخشی از طرح بهسازی به‌کار گرفته خواهند شد، باید براساس آیین‌نامه‌های معتبر طراحی پل‌ها (به ویژه طراحی لرزه‌ای پل‌ها) صورت گیرد. در مواردی که کاربرد مفاهیم طراحی مبتنی برظرفیت میسر و سازگار است، نیروهای طراحی باید به شرح زیر براساس این مفاهیم در نظر گرفته شوند.

۶-۲- طراحی ظرفیتی

مفاهیم طراحی ظرفیتی را می‌توان به اعضای سازه‌ای پل‌های دارای شکل‌پذیری زیاد تا شکل‌پذیری محدود اعمال نمود. مواضع عملکرد غیرالاستیک را باید در طرح بهسازی به وضوح مشخص نمود.

طراحی باید به نحوی صورت گیرد که مکانیسم جاری‌شدن مورد نظر قبل از بروز صور گسیختگی یا گونه‌های خرابی محتمل دیگر از قبیل ناپایداری یا شکست در اعضای سازه یا شالوده‌ها و خاک زیر شالوده اتفاق افتد.

از بروز صور گسیختگی و خرابی غیرشکل‌پذیر زودرس و ناخواسته، مانند شکست برشی ستون‌های بتن آرمه و کمانش اعضای فولادی یا شکست جوش و بریدن پیچ‌ها به‌ویژه در مورد اعضا و اجزایی که در مسیر انتقال بارهای ثقلی به شالوده پس از وقوع زلزله نقش باربر ایفا می‌نمایند، جلوگیری کرد.

سازه پل را باید برای بارهای جانبی که مکانیسم پلاستیک مورد نظر را ایجاد می‌نمایند، تحلیل نمود. در طرح بهسازی، نیروهایی که متناظر با نیل سازه به ظرفیت تغییرمکانی کلی خود یا نیروهایی که متناظر با وضعیت نیل سازه به مکانیسم گسیختگی پلاستیکِ مورد نظر می‌باشند، برای طراحی اعضا به کار گرفته می‌شوند.

۶-۳- ذخیره مقاومتی برای اعضای حفاظت‌شده از نظر ظرفیتی

نیروهای مؤثر بر اعضایی که از نظر ظرفیتی حفاظت می‌گردند، باید براساس تقاضای مقاومت افزوده در هماهنگی با مکانیسم پلاستیک طرح تعیین گردند. اعضای حفاظت‌شده از نظر مقاومتی باید به گونه‌ای طراحی شوند که تحت چنین تقاضایی، ماهیتاً الاستیک باقی بمانند.

برای حالت تشکیل مکانیسم متشکل از لولاهای پلاستیک در ستون‌ها و پایه‌ها، تقاضای مقاومت افزوده حداقل متناظر با تشکیل لولاهای پلاستیک به شرح زیر محاسبه می‌شوند:

- ۱/۳ برابر مقاومت خمشی اسمی (ضریب مقاومت افزوده حداقل ۱/۳) برای اعضای بتنی.
- ۱/۲۵ باربر مقاومت خمشی اسمی (ضریب مقاومت افزوده حداقل ۱/۲۵) برای اعضای فولادی.
- هرگاه ضرورت ملحوظ‌نمودن آثار محصورشدگی، سخت‌شدگی کرنشی یا آثار دیگرِ مرتبط احساس گردد، ضرایب مقاومت افزوده بزرگ‌تری را می‌توان به‌کار گرفت.
- مقاومت افزودهٔ لنگری و نیروهای محوری و برشی به طور همزمان همراه با نحوه توزیع لنگر در سیستم سازه‌ای پس از تشکیل لولاهای پلاستیک، تعیین‌کننده تقاضای اعضایی خواهند بود که از دیدگاه ظرفیتی در نظراست حفاظت گردند.

۶-۴- آثار موسوم به $P\Delta$

آثار ناشی از بار قائم در اندرکنش با تغییرمکان‌های جانبی ناشی از زلزله طراحی را باید در طرح بهسازی در نظر گرفت.

۶-۵- شیوه‌های عمومی بهسازی پل‌ها

۶-۵-۱- شیوه‌های بهسازی کف عرشه پل

بسته به نیات عملکردی و به منظور ارضای این نیّات، میزان جابه‌جایی نسبی دایمی قابل‌پذیرش در تراز عرشه تحت تأثیر زلزله تعیین می‌گردد. این جابه‌جایی‌ها نباید منجر به بروز مدهای خرابی غیرقابل‌پذیرش یا پیش‌بینی نشده گردند.

تمامی عناصری که جزیی از مسیر انتقال بارهای ناشی از زلزله فیمابین تکیه‌گاه‌ها و سازه عرشه محسوب می‌گردند و لازم است به صورت اعضا و اجزای حفاظت‌شده از نظر ظرفیتی عمل نمایند، باید در طرح بهسازی به نحوی در نظر گرفته شوند که تحت تأثیر زلزلهٔ مورد نظر در سطح طراحی، الاستیک باقی بمانند. دیافراگم‌ها، اعضای مهاری و اتصالات آنها از جمله این عناصر می‌باشند.

بهره‌گیری از تمهیدات یا دیافراگم‌های انتهایی جاری‌شونده یا مستهلک‌کنندهٔ انرژی به عنوان بخشی از طرح بهسازی باید مطابق با راهنمای بهسازی لرزه‌ای پل‌ها، ضمیمهٔ این راهنما به عمل آید.

در مواردی که تغییر پریود پل به منظور ارتقای رفتار لرزه‌ای و به عنوان بخشی از طرح بهسازی از طریق تغییر جرم کف عرشه پل، به عنوان مثال، با تغییر ضخامت و نوع روسازی و نظایر آن مورد نظر باشد، آثار مترتبه باید در فرایند تحلیل و طراحی با دقت مورد بررسی قرار داده شود.

۶-۵-۲- اتصالات و تکیه‌گاه‌ها

طراحی تکیه‌گاه‌ها باید با توجه به پاسخ لرزه‌ای مورد نظر مجموعه سیستم سازه پل و همچنین پاسخ مورد نظر اعضا صورت گیرد. در این زمینه باید مطالعات در همسازی با مشخصه‌های مقاومتی و سختی سازه عرشه، پایه‌ها و کوله‌ها به‌عمل آید.

اثر رفتار دستگاه‌های تکیه‌گاهی در رفتار مجموعهٔ سازه معمولاً تعیین‌کننده است و لذا در طرح بهسازی باید در انتخاب این دستگاه‌ها دقت متزاید به‌عمل آید.

در طراحی اتصالات تکیه‌گاهی، باید آثار نیروهای ناشی از عملکرد درون صفحه‌ای کف عرشه تحت تأثیر نیروهای جانبی و احتمال بلندشدن عرشه از تکیه‌گاه، به ویژه تحت تأثیر ترکیبی بارهای قائم زنده (در مواردی که باید در نظر گرفته شود) و مؤلفه قائم زلزله به ویژه تحت اثر زلزلهٔ حوزه نزدیک منظور شود. در صورت وجود قیود حرکتی، آثار ناشی از تغییرات دما در ترکیب با آثار ناشی از زلزله باید در نظر گرفته شود.

دستگاه‌های تکیه گاهی انبساطی- انقباضی و تکیه‌گاه‌های آنان باید به نحوی محاسبه و طراحی گردند که در جهات و امتدادهای مقید نشده، امکان تغییرمکان‌های ناشی از زلزله را، در حدودی که قابل‌پذیرش شمرده می‌شود، فراهم سازند.

به منظور ممانعت از سقوط عرشه از تکیه‌گاه‌ها می‌توان ضمن ایجاد آزادی حرکت به میزان مورد نظر در زلزله سطح طراحی، از قیود حرکت متزاید برای عملکرد تحت تأثیر زلزلهٔ سطح ایمنی بهره‌گیری نمود. به‌ویژه در مواردی‌که احتمال بروز فرونشست خاک، ناشی از روانگرایی یا دوران شالوده در حالات پیش‌بینی‌نشده وجود داشته باشد، تعبیهٔ این تمهیدات احتمال فروافتادن عرشه از تکیه‌گاه را به میزان قابل قبولی کاهش خواهد داد.

معمولاً میزانی خسارت وارده به دستگاه‌های تکیه‌گاهی، بدون ممانعت از عملکرد مورد نظر سازه، پس از وقوع زلزله در پل‌های متعارف قابل‌پذیرش است؛ تا حدی که با تعویض یک یا چند دستگاه تکیه‌گاهی، عودت به وضعیت اولیه میسر گردد.

در مورد پل‌های مهم، میزان خسارات به میزان محدود، بدون تأثیر در عملکرد مورد نظر، قابل‌پذیرش است، در حدی که امکان ترمیم بدون اختلال در بهره‌برداری، در زمان بالنسبه اندکی میسر باشد.

دستگاه‌های تکیه‌گاهی صلب باید به صورتی طراحی شوند تا تحت تأثیر زلزله طراحی به صورت عناصر حفاظت‌شده از نظر ظرفیتی، در حیطه رفتار الاستیک باقی بمانند.

در مورد دستگاه‌های تکیه‌گاهی انعطاف‌پذیری که به نیّت ایزولاسیون ارتعاشی یا میراگر یا فیوزهای فناشونده طراحی نشده‌اند، برخی از اجزای شکل‌پذیرشان را می‌توان به صورتی طراحی کرد که تحت تأثیر زلزله طراحی به حد جاری‌شدن و رفتار فراالاستیک برسند. آثار جابه‌جایی نسبی کف عرشه ناشی از چنین رفتاری در تکیه‌گاه‌ها، باید در طراحی مورد بررسی قرار داده شوند.

در طراحی اعضا و اجزای دستگاه‌های تکیه‌گاهی که در انتقال بارهای ناشی از زلزله مشارکت می‌نمایند، باید مقاومت و شکل‌پذیری مکفی تأمین گردد. این دستگاه‌های تکیه‌گاهی و تمامی اجزای مقیدکننده حرکتی آن‌ها یا هدایت‌کنندهٔ شیوه حرکت آن‌ها، یا باید برای جذب تمامی بارهای وارده طراحی شوند، یا مسیر ثانویه‌ای برای انتقال بارها در مجموعه به نحو اعتمادپذیری پیش‌بینی شده باشد.

هرگاه دستگاه تکیه‌گاهی لغزشی عضوی از سیستم مقاوم در مقابل زلزله باشد، مقاومت اصطکاکی تکیه‌گاه‌های لغزشی را تحت تأثیر نیروهای ناشی از زلزله باید با حاشیه اطمینان مکفی تخمین زد.

هرگاه اثر اصطکاک منجر به آثار نیروهایی بر اعضا و اجزای سازه‌ای گردد، لازم است مقادیر اصطکاک به میزان حداکثر محتمل منظور گردند.

در طراحی بهسازی نباید مسیر انتقال نیروهای ناشی از زلزله را عمدتاً وابسته به اثر اصطکاک در تکیه‌گاه‌ها اختیار کرد.

۶-۵-۳- طراحی قیود ممانعت‌کننده از فروافتادن عرشه از تکیه‌گاه

قیود ممانعت‌کننده از فروافتادن عرشه از تکیه‌گاه مطابق راهنمای بهسازی لرزه‌ای پل‌ها طراحی می‌گردند.

این قیود برای محدودکردن میزان حرکت‌های فراتر از میزان مورد نظر از دیدگاه انبساط و انقباض حرارتی تعبیه می‌گردند و معمولاً شامل میلگرد، کابل، کلاف، ضامن و سینه‌بند و تمهیدات قفل‌کننده می‌باشند.

این اجزای ممانعت‌کننده باید ضمن اجازه حرکت به میزان مورد نظر از دیدگاه انبساطی‌ـ انقباضی در درزهای انبساط، در صورت بهره‌گیری از سیستم‌های کششی، باید به نحوی طراحی شوند که شکست تردگونه در آن‌ها بروز ننماید و در عین حال، دارای شکل‌پذیری مکفی بوده و عملکرد آن‌ها در زمان لازم اطمینان بخش باشد. طرح بهسازی نباید متکی به ایجاد قید حرکتی جانبی از

طریق اصطکاک باشد. در مواردی که در پل موجود طول نشیمن کافی برای عرشه روی تکیه‌گاه تأمین نشده باشد، طراحی قیود ممانعت‌کننده از فروافتادن عرشه از تکیه‌گاه الزامی است، همچنین در مواردی که احتمال رفتار مسأله‌دار خاک زیر شالوده از قبیل فرونشست، روانگرایی، دوران یا گسترش جانبی خاک منجر به شانه خالی‌کردن تکیه‌گاه از بار عرشه وجود داشته باشد، علی‌رغم تأمین طول نشیمن براساس نشریهٔ شماره ۲۳۵، باید از قیود ممانعت‌کننده از فروافتادن عرشه و عناصر ارتباطی در عرشه‌های با تکیه‌گاه غلطکی- لغزشی ساده، که پس از میزان قابل‌پذیرش جابه‌جایی، پیوستگی جابه‌جایی افقی را در امتداد طولی برای دهانه‌های طرفین پایه‌های میانی یا در تکیه‌گاه‌های عرشه‌های متکی بر سازه عرشهٔ طره‌ای تأمین می‌نمایند، استفاده شود.

در طراحی قیود ممانعت‌کننده از فروافتادن عرشه و ضامن‌های محدودکنندهٔ حرکت نسبی عرشه و تکیه‌گاه‌ها، معمولاً گزینه‌های متنوعی قابل بررسی است که لازم است مورد مطالعه قرار داده شوند تا بتوان از نظر ایمنی، سهولت اجرا و دیدگاه‌های اقتصادی، عدم تداخل با ترافیک عبوری و عدم اختلال در بهره‌برداری متعارف به گزینه قابل دفاعی جهت کاربرد دست یافت.

طراحی قیود ممانعت‌کننده در طرح بهسازی لرزه‌ای باید بر اساس توصیه‌های مندرج در راهنمای بهسازی لرزه‌ای پل‌ها به‌عمل آید. با توجه به آزادی حرکت محدود و عملکرد این قیود متعاقب جابه‌جایی به میزان مزبور و با توجه به ماهیت رفت و برگشتی بارگذاری ناشی از زلزله، لازم است در مدل‌سازی این عناصر از اجزای محدود نمایشگر فاصله و متعاقباً با قابلیت ارایه سختی این اجزا بهره‌گیری شود.

به این ترتیب عملاً این اجزای محدود غیرخطی بوده و تحلیل مجموعه باید به روش تحلیل غیرخطی دینامیکی صورت گیرد. طراحی جزییات اجرایی قیود ممانعت‌کننده و دستورالعمل گام به گام طرح بهسازی مربوطه همراه با مشخصات فنی لازم باید توسط طراح ارایه گردد.

اتصالات قیود ممانعت‌کننده به سایر اعضای سازه و اعضای حامل آن باید برای ۱/۲۵ برابر ظرفیت نهایی قیود مزبور طراحی شوند.

۶-۵-۴- بهسازی پی

طراحی و بهسازی پل در ارتباط با مسایل ژئوتکنیک لرزه‌ای و دینامیک خاک و آثار اندرکنشی خاک- پی- سازه باید همساز با معیارهای عملکردی و اهداف بهسازی لرزه‌ای صورت گیرد؛ به نحوی که در فصل دهم و پیوست (پ) این راهنما ارایه گردیده است. این معیارها شامل جابه‌جایی و نشست و دوران محتمل پی در امتدادهای متفاوت و حول محورهای ذیربط می‌باشند.

ارزیابی آسیب‌پذیری و طراحی بهسازی خاکریزهای دسترسی باید به منظور حصول اطمینان از عدم فرونشست یا بروز نشست نامتجانس در این نواحی و در حوالی کوله‌ها و دال‌های دسترسی به عمل آید.

تحلیل ریسک باید با منظورداشتن آثار محتمل ناپایداری شیب‌ها (شیروانی‌ها)، روانگرایی، گسترش جانبی خاک و افزایش یا تغییرات فشار جانبی خاک صورت گیرد. آثار اندرکنش خاک و پی سطحی یا عمیق باید در مدل‌سازی طرح بهسازی، مطابق فصل دهم این راهنما به نحو واقع‌گرایانه‌ای منظور گردد و طرح بهسازی با توجه به تمهیدات اصلاحی مورد ارزیابی مجدد قرار داده شود.

بررسی آثار اندر کنشی مزبور با توجه به ماهیت سیکلیک اعمال نیروهای ناشی از زلزله به ویژه در ارتباط با اثر فشار فعال و غیرفعال خاک پشت کوله‌ها و دیوارهای برگشتی و خاک‌ریزها حایز اهمیت است. همچنین آثار ناشی از نشست نامتجانس خاک زیر

شالوده‌ها، زوال سیکلیک واکنش خاک پی‌های سطحی و عمیق، احتمال ایجاد فاصله بین خاک و شمع و عدم عملکرد اصطکاکی شمع‌ها باید در طراحی بهسازی و اثر آن در حالات ایجادکنندهٔ نامطلوب‌ترین اثرات مورد بررسی قرار داده شود.

معمولاً لازم است حیطهٔ محتمل تغییرات پارامترهای خاک در مدل سازه بر اساس طرح بهسازی در نظر گرفته‌شده و تحلیل حساسیت برای پارامترهای خاک و آثار این تغییرات در پاسخ لرزه‌ای سازه به عمل آید.

۶-۶- مطالعات و مخاطرات ساختگاهی

۶-۶-۱- کلیات

انجام مطالعات تحلیل خطر ساختگاه برای پل‌های مهم ضروری است و در مورد پل‌های متعارف، در صورتی‌که آثار حوزه نزدیک، گذر گسل فعال از زیر پل یا در موارد احداث پل بر خاک‌های مسأله‌دار و مستعد روانگرایی، گستردگی جانبی و فرونشست، مطرح باشد، این مطالعات باید به طور تفصیلی به عمل آید.

مطالعات تحلیل خطر به منظور تهیه طیف طرح ویژه ساختگاه باید مطابق فصل دوم به‌عمل آید که شامل تحلیل خطر از روش‌های احتمال‌اندیشانه و تعیین خطوط تراز شتاب در حوالی ساختگاه و متعاقباً در نظرگرفتن توپوگرافی منطقه و اثر بزرگنمایی لایه‌های رسوبی خاک با توجه به پارامترهای دینامیکی خاک، به منظور تعیین طیف طرح در تراز پی می‌گردد.

در این مطالعات، در صورت نیاز به ارایه تاریخچه زمانی حرکت محتمل زمین، این تاریخچه‌های زمانی حداقل شامل سه مؤلفه انتقالی و یا به صورت تاریخچه‌های زمانی مصنوعی اعمال می‌گردند و یا تعداد حداقل ۳ و مرجحاً ۵ تاریخچه زمانی انتخاب‌شده از حرکات ثبت‌شده زمین با شرایط قابل تطبیق با شرایط ساختگاه توسط مهندس ژئوتکنیک ارایه می‌گردد.

۶-۶-۲- ناپایداری شیروانی‌ها

با استفاده از روش‌های شبه‌استاتیکی می‌توان در مورد بروز ناپایداری شیروانی‌ها ناشی از اعمال زلزله ارزیابی اولیه را به عمل آورد. در این مطالعات، اطلاعات حاصل از مطالعات محلی مکانیک خاک و هندسه شیروانی و داده‌های ژئوتکنیکی حایز اهمیت مانند مقاومت برشی خاک، در صورتی که ارزیابی اولیه نشان‌دهنده احتمال وقوع ناپایداری تحت تأثیر زلزله در سطح طراحی باشد، اثر ناشی از چنین ناپایداری به ویژه جابه‌جایی شالوده‌های پل را در رفتار پل باید مورد بررسی قرار داد.

در صورتی که پتانسیل بروز روانگرایی به عنوان علت اصلی ناپایداری شیروانی شناسایی شود، تحلیل باید براساس مقاومت کاهش یافته خاک و فشار منفذی افزایش‌یافته آب در خاک به عمل آید، مگر آنکه روش‌های بهسازی خاک به نحو قابل اعتمادی به‌کار گرفته شود. این روش‌ها در راهنمای بهسازی لرزه‌ای پل‌ها، پیوست پ، مورد توجه قرار داده شده است.

در مواردی که میزان جابه‌جایی محاسبه‌شده بر این اساس، معیارهای پذیرش را ارضا ننماید و منجر به بروز آثاری در اعضای سازه پل گردد که احتمال بروز شکست، گسیختگی و فروافتادن عرشه را مطرح سازد، باید متناسب با وضعیت و شرایط خاک از روش‌های تثبیت خاک و پایدارسازی شیروانی استفاده کرد.

۶-۶-۳- روانگرایی

ارزیابی به منظور بررسی استعداد روانگرایی خاک زیر شالوده و آثار ناشی از آن بر شالوده، کوله‌ها، پایه‌ها و عرشه پل به عمل آید. آزمایش‌های لازم و روش بررسی به منظور مطالعه استعداد روانگرایی و آثار مربوطه بر سازه پل در فصل دهم تشریح گردیده است.

در صورت محتمل‌بودن فرونشست یا نشست نامتجانس غیرقابل پذیرش شالوده‌ها، لازم است از روش‌های زیر بهره جست:

- استفاده از نوع شالوده مناسب، معمولاً شالوده‌های عمیق که تا عمق بیش از عمق لایه‌های مستعد روانگرایی ادامه یافته باشند.
- بهره‌گیری از روش‌های افزایش تراکم خاک و بهسازی خاک از طریق روش‌های ارتعاش مکانیکی، تراکم دینامیک، انفجار، تزریق بتن ریز دانه روان، یا روش‌های دیگر.
- طراحی سازه با در نظر گرفتن میزان جابه‌جایی‌ها و نشست‌های نامتجانس شالوده‌ها.

روش اخیرالذکر باید تنها در زمانی به‌کار گرفته شود که میزان جابه‌جایی‌ها و نشست‌های نامتجانس با اعتمادپذیری مکفی قابل تخمین باشد و در عین حال، کرانه بالایی این مقادیر برای طراحی مورد استفاده قرار داده شود.

۶-۶-۴-تغییرات فشار جانبی خاک

آثار تغییرات فشار جانبی خاک پشت کوله‌ها تحت تأثیر بارگذاری رفت و برگشتی (سیکلیک) باید در طراحی مورد بررسی قرار داده شود.

۶-۷- اندرکنش خاک‌ـ سازه

اثر اندرکنش مجموعه خاک‌ـپی‌ـسازه باید در ارزیابی آسیب‌پذیری و طراحی سیستم بهسازی مورد توجه قرار داده شوند.

تنها در هنگامی از اثر اندر کنشی مزبور می‌توان صرف‌نظر کرد که دلایل کافی برای ناچیزبودن آثار اندرکنشی از طرف مهندس طراح ارائه گردد. در مدل‌سازی مجموعه پل، می‌توان رفتار خاک را با فنرهای نمایشگر اثر خاک منظور نمود. این فنرها بسته به نوع و کیفیت خاک با فرض رفتار خطی یا غیرخطی مدل‌سازی می‌شوند. در این زمینه به تفصیل ملزومات مدل‌سازی در فصل دهم ارایه شده است.

بر اساس نتایج آزمایش‌های محلی و آزمایشگاهی حیطه‌ای از تغییرات مدول‌های عکس‌العمل (مدول‌های تغییرشکل‌پذیری خاک) را باید در مدل‌ها در نظر گرفت و تحلیل حساسیت پاسخ سازه را نسبت به این تغییرات به عمل آورد.

مشارکت شالوده‌های کوله‌ها و خاک پشت کوله‌ها را در رفتار لرزه‌ای مجموعه باید در نظر گرفت. به ویژه در حالاتی‌که احتمال اعمال ضربه از سوی عرشه به کوله‌ها در اثر جابه‌جایی عرشه ناشی از زلزله وجود دارد، احتمال دوران کوله‌ها باید مورد بررسی قرار داده شود.

در مواردی‌که خاک زیر پی مستعد روانگرایی یا از نوع لایه‌های سست رسی باشد، در حالاتی‌کـه از روش‌هـای بهسـازی خـاک بهره گیری نگردد، باید آثار ناشی از کاهش مقاومت خاک و زوال سختی شالوده تحت اثر بارگذاری رفـت و برگشـتی (سـیکلیک) و همچنین آثار بارهای ناشی از نشست نامتجانس و گستردگی جانبی و فشارهای ناشی از آن‌ها را در زمین‌های شیب‌دار منظور نمود.

۶-۸- سرفصل‌های کلی مطالعات در زمینه ارزیابی آسیب‌پذیری و بهسازی لرزه‌ای پل‌ها

- تشریح طیف پاسخ طرح و ویژگی‌های حرکت زمین در سطوح خطر اختیارشده و نحوه تعیین آن‌ها
- تشریح روش‌شناسی در مدل‌سازی و تحلیل (مجموعه سازه و اعضا، تکیه‌گاه‌ها، شالوده، خاک، ...)
- روش تعیین خواص مصالح موجود و روش‌شناسی در تعیین ظرفیت باربری اعضا و اجزای سازه موجود.
- تشریح مسیر انتقال بارهای ثقلی و لرزه‌ای
- خلاصه نتایج تقاضاهای به‌دست آمده از تحلیل
- شناسایی نارسایی‌های موضعی و کلی سازه و دستگاه‌های تکیه‌گاهی، شـالوده و خـاک زیـر پـی و اولویـت‌بنـدی اقـدامات اصلاحی
- توصیف گزینه‌های بهسازی از دیدگاه مفهومی و فلسفه طراحی شامل ترسیم شماتیک ایده‌های اصلی طرح بهسازی، بـرآورد اولیه هزینه‌ها، دیدگاه‌های زیباشناختی طرح، محدودیت‌های طرح بهسازی
- خلاصه دلایل انتخاب گزینه برتر
- طراحی تفصیلی گزینه برتر
- بحث در مورد اعتمادپذیری طویل‌المدت پس از بهسازی و ارایهٔ برنامه نگهداری و توصیه‌های بهره‌برداری
- ارایهٔ کلیه مستندات و آزمایش‌های پشتیبانی‌کننده از طرح

بخش ۲

ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای پل

فصل ۷

مفاهیم بنیادین و فلسفه مطالعات ارزیابی

آسیب‌پذیری و بهسازی لرزه‌ای

۷-۱-معیارهای عملکردی

در این راهنما معیارهای عملکردی به شرح زیر در نظر گرفته شده‌اند. در تمامی حالات، لازم است پس از وقـوع زلزلـه، بازرسـی فنی سریع پل در مدت زمان حداقل ممکن به منظور بررسی عملکرد واقعی پـل و مقایسـه آن بـا عملکـرد مـورد نظـر بـا توجـه بـه مشخصه‌های تحریک زمین و ویژگی‌های ژئوتکنیکی لرزه‌ای ساختگاه پل به‌عمل آید.

۷-۱-۱ - سطوح عملکرد

۷-۱-۱-۱- سطح عملکرد (ع_۰) ـ خدمت‌رسانی کاملاً بی‌وقفه

هیچگونه خساراتی وارد نگردیده، خدمت رسانی در سطح ترافیک متعارف، بلافاصله پس از وقوع زلزله برقرار خواهد بود. نیازی بـه تعمیر و بهسازی وجود نخواهد داشت.

۷-۱-۱-۲- سطح عملکرد (ع ـ۱) ـ قابلیت بهره‌برداری بی وقفه

خسارت در حد جزیی بوده، به نحوی که خدمت‌رسانی متعارف پل برای تمامی وسایط نقلیه‌ای که در حالت بهره‌برداری متعارف از آن عبور می‌نموده‌اند، پس از انجام بازرسی فنی و پاکسازی پل طی چند ساعت پس از وقوع زلزله قابل حصول باشـد. رفـع خسـارات جزیی نیز باید در حدی باشد که نیازی به مسدود نمودن ترافیک متعارف نداشته باشد.

۷-۱-۱-۳- سطح عملکرد (ع ـ۲)ـ قابلیت بهره‌برداری محدود

خسارات وارده به میزان حداقل می‌باشند؛ به نحوی که امکان بهره‌برداری برای وسایط نقلیه امـداد و نجـات و امـور اضـطراری، بهره‌برداری با محدود نمودن مسیرهای ترافیک یا کاهش مسیرهای عبور یا اعمال محدودیت در میزان بار و نوع وسایط نقلیه، پس از بازدید فنی و پاکسازی پل قابل حصول باشد. همچنین بازیافت سطح عملکرد متعارف پل و ترمیمـات و تعمیـرات آن بـدون مسـدود نمودن کامل پل و بدون آنکه در بهره‌برداری محدود مشروح فوق خدشه‌ای وارد گردد، طی چند روز امکان‌پذیر باشد.

۷-۱-۱-۴- سطح عملکرد (ع ـ۳) ـ ایمنی جانی

در این سطح عملکرد، پل خسارت عمده قابل ملاحظه‌ای را متحمل می‌گردد و احتمال دارد بهره‌برداری از پل موقتاً مختل گـردد، ولی ایمنی جانی باید تضمین گردد. در این سطح عملکرد نباید کل یا زیرمجموعه‌ها، اعضا و اجزای پل فرو افتند؛ بـه عبـارت دیگـر، نباید خطر جانی یا صدماتی برای افراد و وسایط نقلیهٔ زیرگذر حادث شود یا وضعیتی ایجاد گردد که مسیر زیرگذر در تراز بهره‌بـرداری پیش بینی شده برای آن، از حیزانتفاع مورد نظر خارج گردد. در این حالت، ارزیابی وضـعیت آسـیب‌پـذیری لـرزه‌ای پـل و مطالعـات گزینه‌های طرح‌های بهسازی لرزه‌ای باید از دیدگاه‌های متفاوت اجتماعی، اقتصادی و فنی به عمـل آیـد و در ایـن بررسـی‌هـا بایـد گزینه‌های جایگزینی، یا مسدود نمودن پل نیز مورد توجه قرار داده شود. به عبارت دیگر، در این سطح عملکرد انتظار مـی‌رود امکـان عبور بسیار محدود وسایط نقلیه مربوط به امور اضطراری امداد و نجات طی چند روز با اعمال تمهیداتی برقـرار شـود؛ ولـی انتظـار نمی‌رود ترافیک متعارف تا تکمیل عملیات بهسازی ـ در صورت اتخاذ تصمیم و اقدام در زمینه بهسازی ـ بر قرار گردد.

۷-۱-۱-۵- سطح عملکرد (ع ـ۴) ـ آستانه فروریزش

در این سطح عملکرد، انتظار می‌رود میزان خسارات وارده بر پل عمده و بروز خسارات جانی حداقل محتمل باشد؛ ولی فروریزی کل یا زیر مجموعهٔ پل مجاز نمی‌باشد. در این‌حالت، بهره‌برداری از پل کاملاً متوقف می‌گردد و با بررسی‌های لازم، نسبت به بهسازی یا تخریب و بازسازی پل یا انسداد مسیر و بهره‌گیری از مسیرهای ثانویه تصمیم مقتضی اتخاذ می‌شود. در صورت اتخاذ تصمیم درمورد بهسازی پل، مطالعات بهسازی باید با توجه به ملاحظات فنی و اقتصادی و سایر جنبه‌های ذیمدخل، برای برقراری ترافیک متعارف و برای عمر باقیمانده‌ای که در مورد آن نیز باید اتخاذ تصمیم گردد، به‌عمل آید.

در این راهنما سطح عملکرد (ع ـ۴) مورد کاربرد قرار داده نشده‌است؛ معذلک با توجه به احتمال کاربرد صرفاً در موارد خاص، در اینجا از مجموعهٔ ترازهای عملکردی مورد اشاره حذف نگردیده است.

۷-۱-۱-۶ - سطح عملکرد (ع ـ۵) ـ ملحوظ نشده

این سطح به حالاتی اطلاق می‌گردد که در آن تراز عملکرد حداقل پل و اعضا و اجزای آن تعیین نشده باشد.

۷-۱-۲- میزان خسارت

۷-۱-۲-۱- میزان خسارت (خ ـ۰) ـ عدم اعمال خسارت

در این شرایط، زلزله منجر به اعمال خسارت بر پل نمی‌گردد و پل بلافاصله پس از وقوع زلزله به‌منظور عبور ترافیک متعارف آماده بهره‌برداری می باشد. نیازی به تعمیرات و ترمیمات وجود ندارد؛ اگرچه ممکن است در حین بهره‌برداری، بازرسی فنی انجام و اقدامات اصلاحی جزیی توصیه گردد.

۷-۱-۲-۲- میزان خسارت (خ ـ۱) ـ خسارت جزیی

این میزان خسارت بر بروز علایم جابه‌جایی جزیی بدون اعمال خسارت به اجزای غیرسازه‌ای پل و بدون وجود شواهد پاسخ فراالاستیک اعضای سازه‌ای یا تغییرشکل‌های پس ماند مشهود در اعضا، اجزا و مجموعه پل دلالت دارد. در این تراز خسارت، خطر فروریزی و خرابی پل وجود نخواهد داشت. پاسخ پل ماهیتاً و عمدتاً در حیطه الاستیک باقی خواهد ماند. در این مقوله، پاسخ غیرخطی محدود و موضعی ممکن است در حدی به وقوع بپیوندد که در بتن ترک‌خوردگی‌های باریک بدون ورآمدن بتن، یا بروز پلاستیسیته و کمانش موضعی در اعضای فاقد اهمیت (اعضای فرعی) فولادی مشاهده شود. در این حالات، میزان برون محوری‌ها یا خارج شدن اعضا از امتداد اولیه، ناشی از تشکیل لولاهای پلاستیک یا رفتار غیرخطی اتصالات و شالوده‌ها و خاک زیر شالوده، در حدود بارز و مشهود نخواهد بود.

۷-۱-۲-۳- میزان خسارت (خ ـ۲) ـ خسارت حداقل

در این حالات، پاسخ فرا الاستیک به‌میزان محدود وترک‌خوردگی خمشی محدود به نحوی که بازشدگی و ابعاد و گسترهٔ ترک‌ها اندک باشند، مورد انتظار است. در این سطح خسارت، تغییرشکل‌های پس ماند مشهود نمی‌باشند و تعمیرات را می‌توان بدون ایجاد و اعلام شرایط اضطراری به انجام رساند؛ به استثنای درزهای انبساط که تعمیر یا تعویض و جایگزینی آنها معمولاً با مسدود نمودن پاره‌ایِ مسیر میسر خواهد بود.

در این حالت احتمال فروریزش کلی وجود نخواهد داشت. خسارت در حدودی است که پل برای تأمین تراز خدمت‌رسانی مورد نظر، در دوره زمانی بالنسبه کم قابل ترمیم باشد. بروز پاسخ فراالاستیک به میزان محدودی محتمل است، به‌نحوی‌که امکان بهسازی و ایمن‌سازی و بازگرداندن وضعیت پل به وضعیت قبل از وقوع زمین لرزه وجود داشته باشد؛ بدون آن‌که به تعویض اعضای اصلی سازه نیازی باشد یا آن‌که مسدود نمودن کلیه مسیرها به طور همزمان را ایجاب نماید.

- در مورد اعضای بتن‌آرمه، احتمال دارد پاسخ فراالاستیک منجر به بروز ترک خوردگی بتن یا ورآمدن قشر بتنی محافظ آرماتور در مواضع محدودی گردد یا آن‌که موجب جاری‌شدن فولاد بدون بروز شکست یا وقوع کمانش شود. در مورد اعضای فولادی، بروز شکست یا کمانش کلی یا موضعی در اعضای اصلی یا اتصالات و اجزای اتصال اعضای اصلی، نباید بروز نماید. شروع کمانش یا پلاستیسیته موضعی در حد محدود را در مواردی می‌توان پذیرفت. در مورد اعضای مهاری دیافراگم‌های افقی و قائم، کمانش محدود یا سیلان در مواضع محدودی از این دیافراگم‌ها در این تراز از خسارت قابل پذیرش است که البته باید در اسرع وقت ترمیم گردند.
- جابه‌جایی یا چرخش شالوده‌ها در اثر زمین‌لرزه در حدی خواهد بود که درحالی‌که پل در تراز عملکردی مورد نظر تحت بهره‌برداری قرار دارد، امکان بازگرداندن سازه به حالت قابلیت خدمت‌رسانی کامل وجود داشته باشد.

۷-۱-۲-۴- میزان خسارت (خ ـ۳) ـ خسارات قابل ملاحظه

شامل جابه‌جایی نسبی پس‌ماند، ترک‌خوردگی گسترده بتن، ورآمدن قشر بتنی محافظ آرماتور، سیلان آرماتور، علایم خردشدگی موضعی بتن و نظایر آن می‌باشد؛ به نحوی‌که احتمال دارد برای تعمیرات نیاز به مسدود نمودن پل و توقف از بهره‌برداری وجود داشته باشد. در چارچوب چنین محدوده‌ای از خسارات، احتمال اتخاذ تصمیم در مورد جایگزین نمودن ستون یا ستون‌ها نیز وجود دارد. حالتی نیز که سازه عرشه از دستگاه تکیه‌گاهی بر سرستون یا کوله یا پایه‌ها فروافتاده، ولی هنوز مجموعه پایه‌ها از زیر عرشه شانه خالی نکرده باشند، در همین مقوله قرار می گیرد.

در چنین حالتی، امکان دارد هنوز عبور موقت را پس از ایمن‌سازی و جلوگیری از سقوط عرشه از پایه و اصلاحات کف پل یا بهره‌گیری از تمهیداتی برای بهره‌برداری اضطراری برقرار نمود: ولی در این حد از خسارت، نیاز به بهسازی اساسی به‌منظور رفع این نقیصه‌ها قطعی خواهد بود.

- در ارتباط با شالوده‌ها، خسارات ناشی از کمبود آرماتور فوقانی درحدی خواهد بود که منجر به شکست اتصال نگردد و لذا آثار خسارت شالوده و فرونشست مشهود نباشد؛ مگر در موارد شالوده های مستقر بر خاک‌های مستعد روانگرایی و گستردگی جانبی که در آن حالت نیز میزان نشست و اختلاف نشست نباید در حدودی باشند که منجر به فروریزی عرشه گردند. آثار تغییرشکل‌های

فراالاستیک شمع‌های پی‌های عمیق مستقر در خاک‌های مستعد روانگرایی و گستردگی جانبی خاک ممکن است مشهود گردد. دوران کوله ناشی از برخورد عرشه، ترک‌خوردگی کلیدهای برشی و جابه‌جایی نسبی عرشه در حدی که خطری از دیدگاه احتمال فروافتادن عرشه از تکیه‌گاه‌ها و پایه‌ها وجود نداشته و منجر به اعمال خسارات جانی نگردد، در این محدوده از خسارات جای می‌گیرند. بروز شکست برشی و یا خمشی ستون‌ها و پایه‌ها و خسارات فراتر از حدود مطروحه در فوق از چارچوب خسارات این بند خارج خواهند بود.

– خسارت در این تراز در حدّی است که ترمیم آن نیاز به مسدود نمودن پل و توقف در بهره‌برداری خواهد داشت. در این حالت خسارت در حدی نیست که منجر به فروریزی دهانه‌ای از پل یا بخشی از پل یا از حیز انتفاع افتادن اعضای اصلی تکیه‌گاهی و پایه‌های پل ـ که نگهدارنده بارهای ثقلی می‌باشند ـ گردد. بروز جابه‌جایی برگشت‌ناپذیر محدود در این حالت محتمل است و خساراتی از قبیل ترک‌خوردگی با ابعاد قابل ملاحظه، سیلان آرماتور و ورآمدن و ریزش قشر بتنی محافظ آرماتور در بخش‌های نسبتاً گسترده‌ای از اجزای بتن آرمه در این تراز خسارت مورد انتظار می‌باشند. در این حالت، بهسازی پل برای سطح بهره‌برداری مورد نظر، به احتمال قوی شامل ترمیم، تقویت و گاه جایگزینی اعضا و اجزای پل یا اصلاح کلی رفتار لرزه‌ای پل خواهد گردید.

– در این تراز خسارت نباید در اجزای اتصال و اعضای فولادی اصلی گسیختگی به نحوی اتفاق افتد که منجر به گسیختگی پیش‌روندهٔ بخشی از پل یا مجموعهٔ پل گردد.

– در مورد اعضای مهاربندی‌های دیافراگم‌های قائم و افقی، کمانش و سیلان قابل ملاحظه یا شکست در تعداد محدودی از چنین اعضایی احتمال وقوع خواهد داشت، ولی در مورد اعضای اصلی مانند ستون‌ها کمانش کلی و شکست نباید اتفاق افتد، اگرچه بسته به ویژگی‌های سیستم سازه‌ای و ظرفیت شکل‌پذیری، بروز پلاستیسیته خمشی و تشکیل لولای پلاستیک با سیلان نسبتاً گسترده و کمانش محدود موضعی با حفظ مقاومت پس ماند در حد ۸۰٪ مقاومت نهایی عضو در چارچوب این تراز خسارت قرار می‌گیرد.

– در این تراز خسارت، جابه‌جایی یا چرخش شالوده‌ها در حدی قابل پذیرش است که تراز عملکردی مورد نظر را تأمین نماید. هرگونه تغییرشکل و جابه‌جایی برگشت‌ناپذیر سازه و پی را باید در مطالعات ارزیابی و بهسازی پل مد نظر قرار داد.

۷-۱-۲-۵- میزان خسارت (خ ـ۴) ـ خسارات عمده و گسترده

در این حالت، میزان خسارات گسترده در مجموعه اعضا و مجموعه سازه، شامل جابه‌جایی‌های نسبی و تغییرشکل‌های پسماند قابل ملاحظه، احتمال وقوع شکست برشی پایه‌ها بدون فروریزی، تغییرشکل‌های فراالاستیک پس‌ماند قابل ملاحظه ستون‌ها منجر به عدم امکان بهره برداری از پل، مورد انتظار خواهد بود؛ ولی نباید این خسارات منجر به فروریزی پل یا زیر مجموعه‌های آن گردد. به عبارت دیگر، آستانهٔ فروریزی نقض نخواهد شد. بروز خسارات غیر قابل ترمیم و گسترده نیز در این تراز مطرح می‌گردد، ولی نباید عرشه فرو افتد یا پایه‌ها از حیز انتفاع ساقط گردند. در این حالت، پل مسدود و به منظور اتخاذ تصمیمات بعدی مورد بررسی قرار داده خواهد شد.

بنابراین کمانش کلی، شکست خمشی، برشی یا خمشی‌ـ برشی پایه‌ها در این تراز خسارت قابل قبول نمی‌باشد. همچنین فروافتادن عرشه از پایه‌ها به دلیل عدم کفایت طول نشیمن، شکست یا عدم کفایت اجزای ضامن و مقیدکننده حرکت نسبی عرشه و پایه یا به دلایل فرونشست شالوده ناشی از روانگرایی و گسترش جانبی خاک، در این سطح خسارت قابل قبول نیست.

در این راهنما، این تراز خسارت قابل قبول نمی‌باشد و لذا کاربرد ندارد؛ معذلک با توجه به احتمال بررسی پل در این سطح خسارت صرفا در موارد خاص، در اینجا از مجموعهٔ ترازهای خسارات مورد اشاره حذف نگردیده است.

۷-۱-۲-۶ - میزان خسارت (خ ـ ۵) ـ فروریزی کلی یا بخشی از پل

در این سطح از خسارت، به دلایل گوناگون، حالات حدی نهایی نقض و از آستانهٔ فروریزی عبور گردیده، خسارات جانی و عواقب مخاطره آمیزی به بار خواهد آمد.

در این راهنما وقوع چنین سطحی از خسارت در هیچ حالتی حتی برای پل‌های متعارف در سطح خطر بیشینهٔ باورپذیر نیز مجاز نمی‌باشد.

۷-۲- سطوح خطر زمین لرزه

سطوح خطر زمین‌لرزه در این راهنما با توجه به اهداف ذکرشده در گروه‌بندی بهسازی لرزه‌ای پل‌ها به شرح زیر در نظر گرفته شده است. معیارهای اختیار شده در این راهنما در مورد سطوح خطر زمین لرزه به طورعمومی برای پل‌های مشمول این راهنما ارایه شده‌اند و بر عهده سازمان‌های بهره‌بردار از پل خواهد بود که در صورت تمایل، استاندارد بالاتری را برای ارزیابی و بهسازی لرزه‌ای از نظر سطوح خطر زمین‌لرزه برای حالات ویژه در نظر گیرند.

۷-۲-۱- سطح خطر زمین لرزه (ز-۱): زلزله با احتمال وقوع نسبتاً قابل ملاحظهٔ ۵۰٪ در عمر مفید طراحی پل (با فرض عمر مفید ۱۰۰ سال) که دوره بازگشت، T_R آن به شرح زیر محاسبه می‌شود:

$$T_R = \frac{۱}{\left[۱-(۱-q)^{\frac{۱}{n}}\right]} = \frac{۱}{\left[۱-(۱-۰/۵)^{\frac{۱}{۱۰۰}}\right]} = ۱۴۵ \quad \text{سال}$$

در این راهنما با تقریب اندک و به قصد تسهیل در به‌خاطر سپردن دوره بازگشت مبنای مطالعات، مقدار T_R برابر با ۱۵۰ سال فرض گردیده است.

۷-۲-۲- سطح خطر زمین لرزه (ز-۲): زلزله با احتمال وقوع معین ولی نسبتاً اندک در طول عمر مفید پل (احتمال وقوع ۱۰٪ در ۱۰۰ سال) که در این حالت دوره بازگشت، T_R عبارت خواهد بود از:

$$T_R = \frac{۱}{\left[۱-(۱-۰/۱)^{\frac{۱}{۱۰۰}}\right]} = ۹۵۰ \cong ۱۰۰۰ \quad \text{سال}$$

در این راهنما با تقریب اندک و به قصد تسهیل در به‌خاطر سپردن دوره بازگشت مبنای مطالعات، مقدار T_R برابر با ۱۵۰ سال فرض گردیده است.

۷-۳- عمر مفید باقیمانده قابل تخمین پل قبل از بهسازی برای بهره‌برداری متعارف

بهسازی پل برای عمر مفید باقیمانده کوتاه، اغلب توجیه ناپذیر به نظر می رسد. زیرا در دوره کوتاه بهره‌برداری باقیمانده، احتمال وقوع زلزله با سطوح مذکور در فوق کاهش می‌یابد و در عین حال معمولاً از دیدگاه اقتصادی مطالعات و اقدامات عملی بهسازی توجیه پذیر نخواهد بود.

در مواردی‌که مطالعه به منظور بهسازی لرزه‌ای همراه با عملیات ترمیمی جهت تعمیر و تقویت و بازیافت قابلیت‌های خدمت‌رسانی تحت تأثیر بارهای بهره‌برداری متعارف و افزایش عمر مفید باقیمانده- به میزان معین- صورت می‌گیرد نیز عوامل احتمال‌اندیشانه چندی را باید مد نظر قرار داد.

تخمین عمر مفید باقیمانده پل قبل از بهسازی لرزه‌ای از طریق ارزیابی کیفی، ارزیابی کمّی و رتبه‌بندی وضعیت عمومی پل و با بهره‌گیری از اطلاعات مندرج در پرونده پل (شناسنامه فنی، گزارش‌ها و چک لیست‌های بازرسی فنی و ....) صورت می‌گیرد که شامل بررسی وضعیت اضمحلال مصالح، رتبه‌بندی تحت تأثیر بارهای مرده و زنده، رتبه‌بندی وضعیت هیدرولیکی، مسایل ترافیکی و پاسخگویی به نیازهای ترافیکی، مشخصات طرح هندسی، برنامه توسعه شبکه راه‌ها و راه‌آهن کشور می‌باشد.

عمر مفید باقیمانده پل با توجه به برنامه‌های متعارف نگهداری و ترمیمات متعارف تخمین زده می‌شود. در صورتی‌که افزایش عمر مفید تحت بارهای بهره‌برداری توجیه‌پذیر و مدنظر باشد، باید این افزایش را در عمر مفید باقیمانده پل در مطالعات ارزیابی آسیب‌پذیری در نظر گرفت و بازیافت توانمندی باربری پل را با بهسازی لرزه‌ای تواماً برنامه‌ریزی نمود و به انجام رساند.

به‌عبارت دیگر لازم است به شرح زیر مطالعه را دنبال نمود:

الف ـ ابتدا طول عمر مفید باقیمانده پل قبل از بهسازی تخمین زده می‌شود.

ب ـ در صورت توجیه‌پذیر بودن برنامه افزایش عمر مفید از طریق بازیابی توان خدمت‌رسانی، طول عمر افزودهٔ پل ملاک مطالعات بهسازی لرزه‌ای پل خواهد بود.

گروه‌بندی دوره باقیماندهٔ بهره‌برداری از پل، به نحو اتخاذ شده در این راهنما، در جدول ۷-۱ ارایه شده است.

جدول ۷-۱ ـ گروه بندی دوره باقیماندهٔ بهره‌برداری از پل

سطوح دورهٔ بهره‌برداری باقیمانده	عمر مفید باقیماندهٔ تخمینی (قبل از بهسازی یا در صورت توجیه برنامه افزایش توان خدمت‌رسانی پل، پس از آن) سال
د-۱	≥۲۵
د-۲	<۲۵

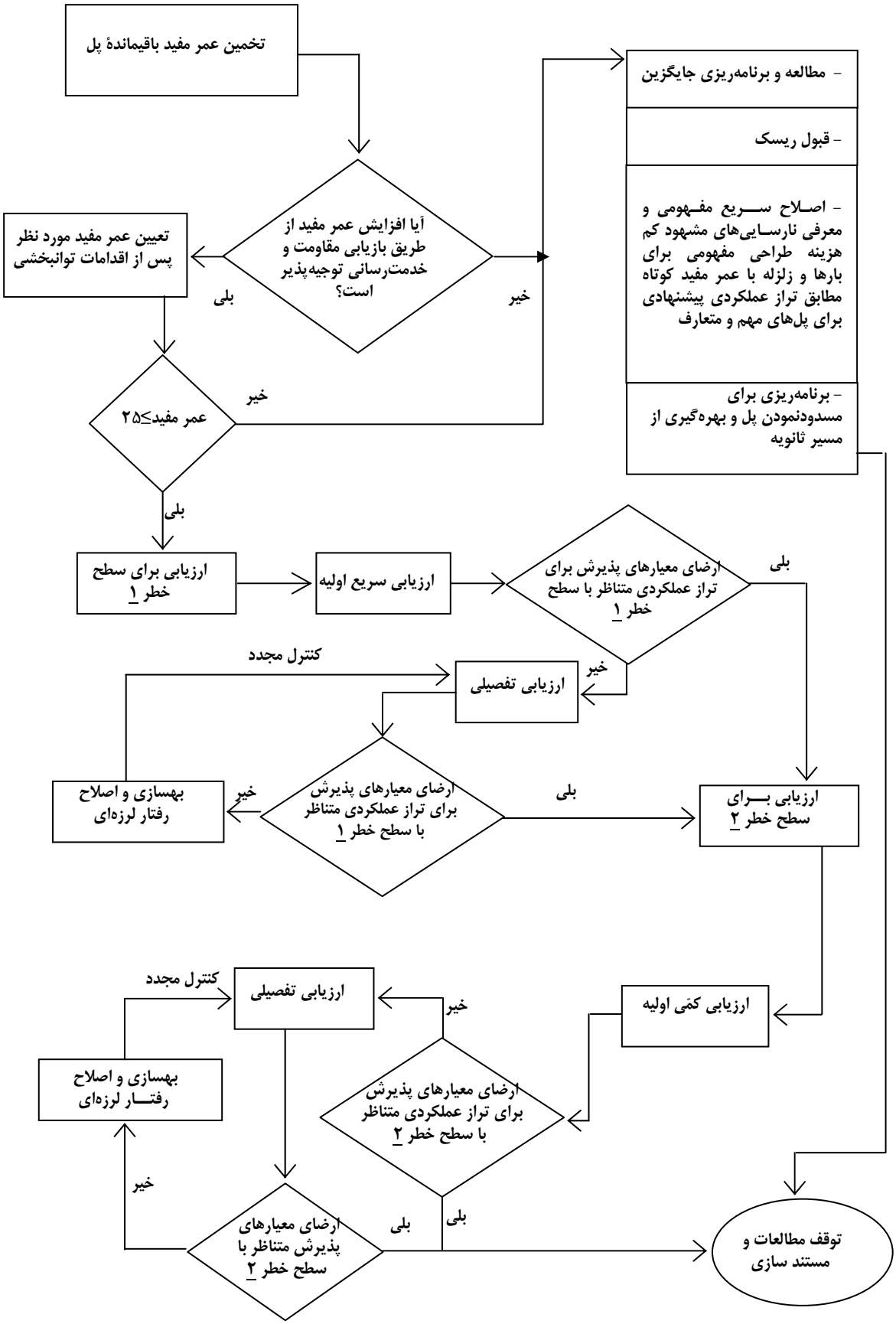
۷-۴- ترازهای عملکردی پیشنهادی

ترازهای عملکردی توصیه شده در این راهنما برای دو سطح خطر (ز ـ۱) و (ز ـ۲)، و دو سطح عمر مفید باقیمانده، بر حسب میزان اهمیت پل در جدول۷-۲ ارایه شده‌اند.

انتخاب ترازهای عملکردی پایین‌تر از آنچه در جدول ۷-۲ به عنوان ملزومات حداقل توصیه گردیده، با قبول ریسک برای دوره محدود و موقت و با رعایت جوانب احتیاط و در صورت عدم وجود یا تأمین اعتبارات مکفی قابل بررسی است که در صورت عدول از ملزومات عملکردی حداقل توصیه شده در جدول مزبور باید گزارش توجیهی با ذکر دلایل مستدل و متقن تهیه و در پروندهٔ پل مضبوط گردد.

جدول۷-۲ ـ ترازهای عملکردی پیشنهادی و میزان خسارت قابل پذیرش قبل یا پس از بهسازی لرزه‌ای برای پل‌های متعارف و مهم برحسب سطوح خطر زمین لرزه و عمر مفید باقیمانده

ترازهای عملکردی پیشنهادی قبل یا پس از بهسازی لرزه‌ای						
سطوح خطر زمین لرزه	پل‌های متعارف		پل‌های مهم			
			عموم پل‌های مهم		پل‌های مهم حایز اهمیت استراتژیک	
	عمر مفید باقیمانده (سال)		عمر مفید باقیمانده (سال)			
	<۲۵	≥۲۵	<۲۵	≥۲۵	<۲۵	≥۲۵
(ز-۱)	(ع-۳) یا (ع-۵)	(ع-۲) (خ-۲)	(ع-۲) (خ-۲) یا (ع-۵)	(ع-۱) (خ-۱)	(ع-۱) (خ-۱) یا (ع-۵)	(ع-۰) (خ-۰)
(ز-۲)	(ع-۵)	(ع-۳) (خ-۳)	(ع-۳) (خ-۳) یا (ع-۵)	(ع-۲) (خ-۲)	(ع-۲) (خ-۲) یا (ع-۵)	(ع-۱) (خ-۱)


تخمین عمر مفید باقیماندهٔ پل
آیا افزایش عمر مفید از طریق بازیابی مقاومت و خدمت‌رسانی توجیه‌پذیر است؟
بلی
خیر
تعیین عمر مفید مورد نظر پس از اقدامات توانبخشی
عمر مفید≤۲۵
خیر
بلی
- مطالعه و برنامه‌ریزی جایگزین
- قبول ریسک
- اصلاح سریع مفهومی و معرفی نارسایی‌های مشهود کم هزینه طراحی مفهومی برای بارها و زلزله با عمر مفید کوتاه مطابق تراز عملکردی پیشنهادی برای پل‌های مهم و متعارف
- برنامه‌ریزی برای مسدودنمودن پل و بهره‌گیری از مسیر ثانویه
ارزیابی برای سطح خطر ۱
ارزیابی سریع اولیه
ارضای معیارهای پذیرش برای تراز عملکردی متناظر با سطح خطر ۱
بلی
خیر
کنترل مجدد
ارزیابی تفصیلی
ارضای معیارهای پذیرش برای تراز عملکردی متناظر با سطح خطر ۱
بلی
خیر
بهسازی و اصلاح رفتار لرزه‌ای
ارزیابی برای سطح خطر ۲
ارزیابی کمّی اولیه
کنترل مجدد
ارزیابی تفصیلی
خیر
ارضای معیارهای پذیرش برای تراز عملکردی متناظر با سطح خطر ۲
بهسازی و اصلاح رفتار لرزه‌ای
خیر
ارضای معیارهای پذیرش متناظر با سطح خطر ۲
بلی
بلی
توقف مطالعات و مستند سازی

۷-۵- سطوح خطرپذیری لرزه‌ای ساختگاه

سطح خطرپذیری لرزه‌ای ساختگاه پس از تعیین سطح خطر زمین لرزه در تراز بستر سنگی با منظور داشتن اثر بزرگنمایی حرکات زمین به واسطه خاک ساختگاه تعیین می‌شود. در غیاب اطلاعات مکفی در زمینهٔ ریزپهنه‌بندی ژئوتکنیکی لرزه‌ای ساختگاه یا در صورت عدم انجام مطالعات تحلیل خطر و تهیهٔ طیف طرح ویژه ساختگاه برای سطوح خطر مورد نظر، از روش زیر می‌توان برای تعیین رده (گروه) بهسازی لرزه‌ای پل مطابق جداول ۷ـ۳ـ الف تا ۷ـ۶ در مطالعات اولیه بهره‌گیری نمود و متعاقباً در مرحلهٔ تدقیق مطالعات، در این زمینه صحت‌سنجی به عمل آورد.

۷-۵-۱- اثر بزرگنمایی حرکت زمین توسط خاک

در این راهنما به‌منظور همسازی، تعاریف گروه‌بندی خاک مطابق استاندارد شماره ۲۸۰۰ در نظر گرفته می‌شود؛ ولی در مورد خاک‌های مسأله‌دار که در طبقه‌بندی استاندارد کلی مزبور پیش‌بینی نشده‌اند، لازم است مطالعات ویژه صورت پذیرد. از جمله این نوع خاک‌ها می‌توان از لایه‌های پیت یا رس دارای مواد آلی به ضخامت بیش از ۳ متر، رس دارای اندیس خمیری بیش از ۸۰ با ضخامت بیش از ۶ متر و خاک‌های رسی سفت تا با سختی متوسط با ضخامت بیش از ۴۰ متر نام برد.

به‌طوری‌که در بند ۲-۴-۲-۲ ذکر گردید، روش‌شناسی اتخاذشده مبتنی بر توجه ویژه بر مقادیر طیفی متناظر با **پریودهای** اساسی ارتعاش معادل ۰/۲ ثانیه (به‌عنوان سازه با **پریود** ارتعاش کوتاه) و ۱ ثانیه (به‌عنوان سازه با **پریود** ارتعاش طولانی) می‌باشد. با توجه به این دیدگاه، مقادیر ضریب بازتاب برای پریودهای کوتاه (۰/۲ ثانیه) و طولانی (یک ثانیه) از منحنی‌های ارایه‌شده در استاندارد شماره ۲۸۰۰ ایران استخراج و در جداول ۷ـ۳ـ الف و ۷-۳-ب ارایه گردیده‌اند.

جدول ۷-۳ ـ الف ـ مقادیر ضریب بازتاب برای پریودهای کوتاه (۰/۲ ثانیه) مستخرج از استاندارد شماره ۲۸۰۰

گروه بندی نوع خاک ساختگاه	طبقه‌بندی منطقه از دیدگاه لرزه‌خیزی			
	خیلی زیاد	زیاد	متوسط	کم
I	۲/۵۰	۲/۵۰	۲/۵۰	۲/۵۰
II	۲/۵۰	۲/۵۰	۲/۵۰	۲/۵۰
III	۲/۷۵	۲/۷۵	۲/۷۵	۲/۷۵
IV	۲/۷۵	۲/۷۵	۳/۲۵	۳/۲۵
مسأله‌دار	ملحوظنشده	ملحوظنشده	ملحوظنشده	ملحوظنشده

جدول۷- ۳ ـ ب ـ مقادیر ضریب بازتاب برای پریودهای طولانی (یک ثانیه) مستخرج از استاندارد شماره ۲۸۰۰

گروه‌بندی ساختگاه	سطح خطر زمین‌لرزه در تراز بستر سنگی			
	خیلی زیاد	زیاد	متوسط	کم
I	۱/۳۵	۱/۳۵	۱/۳۵	۱/۳۵
II	۱/۶۰	۱/۶۰	۱/۶۰	۱/۶۰
III	۲/۲۰	۲/۲۰	۲/۲۰	۲/۲۰
IV	۲/۷۵	۲/۷۵	۳/۲۵	۳/۲۵
مسأله‌دار	ملحوظنشده	ملحوظنشده	ملحوظنشده	ملحوظنشده

۷-۶- گروه‌بندی بهسازی لرزه‌ای پل

در جداول ۷ـ۴ تا ۷ ـ۶ به ترتیب:

- مقادیر حاصل ضرب بیشینه شتاب حرکت زمین برای دوره بازگشت ۴۷۵ ساله در ضریب بازتاب بر اساس استاندارد شماره ۲۸۰۰ (A . B)،

- طبقه‌بندی سطوح خطرپذیری چهارگانه برحسب حاصل‌ضرب بیشینه شتاب حرکت زمین در ضریب بازتاب برای سازه‌های با پریودهای ارتعاش طبیعی متفاوت،

- گروه‌بندی بهسازی لرزه‌ای پل بر اساس سطوح خطرپذیری ترکیبی ساختگاه، سطوح خطر زمین لرزه و سطوح عملکردی مورد نظر ارایه گردیده‌اند.

گروه‌های بهسازی لرزه‌ای نقش کلیدی در انتخاب روش ارزیابی کمّی پل برای تراز عملکردی و سطح خطر مورد بررسی با توجه به خطرپذیری ساختگاه پل ایفا می‌نمایند.

جدول۷ـ۴ ـ حاصل ضرب بیشینه شتاب حرکت زمین برای دوره بازگشت ۴۷۵ ساله در ضریب بازتاب بر اساس استاندارد شماره۲۸۰۰

A . B

گروه‌بندی نوع خاک ساختگاه	برای پریود ۰/۲ ثانیه بر حسب لرزه‌خیزی منطقه				برای پریود۱ ثانیه بر حسب لرزه‌خیزی منطقه			
	خیلی زیاد	زیاد	متوسط	کم	خیلی زیاد	زیاد	متوسط	کم
I	۰/۸۸	۰/۷۵	۰/۶۲	۰/۵۰	۰/۴۸	۰/۴۱	۰/۳۴	۰/۲۷
II	۰/۸۸	۰/۷۵	۰/۶۲	۰/۵۰	۰/۵۶	۰/۴۸	۰/۴۰	۰/۳۲
II	۰/۹۶	۰/۸۲	۰/۶۹	۰/۵۵	۰/۷۷	۰/۶۶	۰/۵۵	۰/۴۴
IV	۰/۹۶	۰/۸۲	۰/۶۹	۰/۵۵	۰/۹۶	۰/۸۲	۰/۸۲	۰/۶۵

جدول ۷-۵- طبقه‌بندی سطوح خطرپذیری چهارگانه ساختگاه برحسب حاصل ضرب بیشینه شتاب حرکت زمین در ضریب بازتاب برای سازه‌های با پریود ارتعاش طبیعی متفاوت

سطح خطرپذیری ترکیبی‌ساختگاه	سازه‌های با پریود کوتاه	سازه‌های با پریود متوسط تا نسبتاً طویل
۱	A.B ≤۰/۵	A.B ≤ ۰/۴۵
۲	۰/۵<A.B≤ ۰/۶۵	۰/۴۵<A.B ≤۰/۶
۳	۰/۶۵ <A.B≤ ۰/۸	۰/۶<A.B≤۰/۷۵
۴	۰/۸ <A.B	۰/۷۵ <A.B

جدول۷- ۶ ـ گروه‌بندی بهسازی لرزه‌ای پل

رده بهسازی لرزه‌ای

سطح خطرپذیری ترکیبی ساختگاه	گروه بهسازی: تبیین شده در چارچوب رده های بهسازی لرزه‌ای الف تا هـ							
	سطح خطر زمین‌لرزه (ز-۱)				سطح خطرزمین‌لرزه (ز-۲)			
	سطوح عملکردی				سطوح عملکردی			
	ع-۰	ع-۱	ع-۲	ع-۵	ع-۱	ع-۲	ع-۳	ع-۵
۱	د	ج	ب	الف	ج	ب	الف	الف
۲	د	ج	ب	الف	ج	ب	ب	الف
۳	هـ	ج	ب	الف	د	ج	ب	الف
۴	هـ	د	ج	الف	هـ	د	ج	الف

۷-۷- غربال اولیه

پل‌هایی را که می‌توان در غربال اولیه از اولویت برنامهٔ مطالعاتی ارزیابی و بهسازی لرزه‌ای خارج نمود، دارای حداقل یکی از ویژگی‌های زیر می‌باشند:

- پل‌های متروکه‌ای که روگذر مسیر ترافیک، قطار یا شناورها نمی باشند.
- پل‌های دارای نارسایی‌های آشکار که عملکرد متعارف پل را تحت تأثیر عوامل غیرلرزه‌ای نیز مورد تردید قرار داده‌اند: (شامل اضمحلال گسترده مصالح، ترک‌خوردگی گسترده، زنگ‌زدگی عمیق، گسترش ترک‌های ناشی از خستگی، ارتعاش بیش از حد تحت بارهای بهره‌برداری و باد)، پل‌های صدمه دیده در اثر جریان‌های سیلابی یا برخورد وسایط نقلیه، شناورها یا یخ و قطعات شناور. پل‌هایی که در آنها شواهد آب‌شستگی جدی و نارسایی‌های هیدرولیکی اساسی وجود دارد. پل‌های دارای رتبه‌بندی وضعیت ضعیف در مقابل بارهای ترافیک متعارف که علاوه بر اقدامات معمول نگهداری، برای خدمت‌رسانی، به عملیات بازیابی توان خدمت‌رسانی، تحت بارهایی غیر از بارهای ناشی از زلزله نیز نیازمند می‌باشند.
- پل‌های دارای نارسایی‌های آشکار طرح هندسی راه یا آبراه که منجر به ایجاد معضلات ترافیکی یا فضای نامکفی برای عبور جریان سیلابی، مسایل هیدرولیکی دیگر، و نظایر آن می‌باشند.
- پل‌های موقت که اساساً برای کاربری موقت طراحی و احداث گردیده‌اند و لازم است پس از عمر مفید طراحی تخریب گردند. عناصر سازه پل‌های طراحی‌شده به منظور قابلیت پیاده‌سازی و نصب مکرر در این مقوله قرار نمی‌گیرند و برای این نوع پل‌ها باید عمر مفید متناسب با شرایط و دوره‌های بهره‌برداری محتمل تخمین زده شود.
- پل‌هایی که با توجه به جمیع جهات، مطالعات انجام‌شده در مورد آنان از طریق بررسی پروندهٔ پل، شناسنامه‌های فنی و چک لیست‌های بازرسی فنی، حاکی از آن است که عمر مفید باقیمانده آنها از ۲۵ سال کوچک‌تر خواهد بود.

۷-۷-۱- غربال و تشخیص نیاز به بهسازی و اولویت‌بندی در سطح خطر ز-۱

این فرایند شامل ۲ مرحله می‌باشد:

۷-۷-۱-۱- ارزیابی کیفی

پس از تکمیل شناسنامه فنی پل، به ویژه با توجه به پاسخ‌های مندرج در بخش‌های مرتبط با مسایل لرزه‌خیزی، لرزه‌زمین‌ساختی و ساختگاهی و طراحی مفهومی لرزه‌ای لازم است رتبه‌بندی وضعیت پل مورد مطالعه بر اساس پیوست چ صورت گرفته و پل با توجه به اطلاعات گردآوری شده و مطالعات میدانی و قضاوت مهندسی مورد بررسی کیفی قرار داده شود. ارزیابی کیفی اولیه در ارتباط با مقاومت لرزه‌ای در دو امتداد متعامد افقی و در موارد مشخص شده برای مؤلفهٔ قائم زمین‌لرزه به عمل خواهد آمد.

۷-۷-۱-۲ - ارزیابی کمی اولیه

ارزیابی مقاومت لرزه‌ای در این چارچوب مبتنی بر رفتار و مقاومت های مجاز الاستیک پی و پایه ها و اعضا و اجزا خواهد بود. در صورت موجود بودن مدارک محاسبات فنی، علاوه بر بررسی ظرفیت باربری بارهای زنده و شیوه های بارگذاری، تحلیل و طراحی لرزه‌ای، بررسی نحوه طراحی پل به ویژه از دیدگاه سایر بارهای افقی مانند بارهای ناشی از باد و بارهای طولی ناشی از ترمز و همچنین بارهای ناشی از جریان آب و فشار ناشی از یخ و نیروهای گریز از مرکز نیز به عمل خواهد آمد.

ارزیابی اولیه بر اساس روش بارگذاری معادل استاتیکی یا روش بار جانبی یکنواخت و در آب گذرها با ملحوظ داشتن آثار نیروهای شناوری به عمل می‌آید.

در این روش، پس از تعیین پریودهای زمانی مسلط اساسی ارتعاش پل در امتدادهای عرضی و طولی نیروهای استاتیکی معادل در امتداد عرضی و طولی پل محاسبه می‌گردد. در این حالت $H_l = C_l.W$ و $H_t = C_t.W$ که در آن H_l و H_t برآیند نیروهای معادل استاتیکی به ترتیب در امتدادهای طولی و عرضی C_l و C_t ضریب زلزله در امتدادهای طولی و عرضی پل می‌باشند.

بر این اساس، تقاضا، D، محاسبه و با ظرفیت، C، اعضای مؤثر در سیستم مقاوم در مقابل بارهای جانبی مقایسه می‌گردد.

اعضای با نسبت C/D کوچک‌تر از ۱ تعیین و بهسازی لرزه‌ای آن‌ها در برنامه کار قرار داده می‌شود.

در مورد پل‌های نامنظم، ارزیابی اولیه بر اساس مدل‌های حتی‌المقدور ساده‌سازی شده نمایشگر ویژگی‌های کلی هندسی و مرجحاً از طریق تحلیل طیفی چند مودی و مقایسه مقادیر C/D حاصله صورت می‌گیرد.

۷-۷-۱-۳- تدابیر بهسازی لرزه ای اولیه برای سطح خطر ز- ۱

پس از شناسایی نیاز پل یا اعضا و اجزایی از آن به بهسازی به عنوان حاصل مطالعات ارزیابی اولیه، تمهیدات و شیوه‌های ممکن بهسازی مورد بررسی قرار گرفته، دورنمای بهسازی به منظور رفع نقیصه‌های تعیین شده ترسیم می‌گردد. این امر با ارزیابی اولیه فنی و اقتصادی گزینه‌های طرح‌های ذیربط بهسازی نیز توأم خواهد بود.

در اغلب موارد، نارسایی‌ها ناشی از عدم کفایت از نظر مقاومت الاستیک اعضا خواهند بود که شیوه‌های مناسب بهسازی آن‌ها را می‌توان بررسی و در مورد شیوه برتر بهسازی اتخاذ تصمیم نمود.

۷-۸- ادامه روند مطالعات

در این مرحله دو استراتژی ممکن است اتخاذ شود:

الف ـ کنترل پل موجود برای سطح خطر (ز-۲)

ب ـ کنترل پل پس از بهسازی به منظور پاسخگویی به سطح خطر (ز-۱) و متعاقباً کنترل سیستم بهسازی شده برای سطح خطر (ز-۲).

با توجه به آنکه مطالعات اولیه به شرح مذکور در فوق برای سطح خطر (ز-۱) در حد تحلیل خطی و غیرتفصیلی در نظر گرفته شده است، تلاش متزاید برای بهسازی پل به منظور ارضای معیارهای پذیرش در سطح خطر (ز-۱) و ادامه مطالعات مطابق موارد مذکور در فوق توجیه نداشته و به احتمال قریب به یقین، ارزیابی پل برای سطح خطر (ز-۲) منجر به ارضای معیارهای پذیرش در سطح خطر(ز-۱) نیز خواهد گردید؛ اگرچه عکس این امر معمولاً صادق نیست.

لذا ارزیابی پل موجود برای سطح خطر (ز-۲) صورت خواهد گرفت که شامل گام‌های زیر است:

ـ ارزیابی اولیه و استنتاج

ـ ارزیابی تفصیلی

ـ تعیین نیاز یا عدم نیاز پل به بهسازی و گستره عملیات بهسازی

ـ بررسی گزینه‌های طرح‌های ذیربط بهسازی

۷-۸-۱- ارزیابی اولیه در سطح خطر (ز-۲)

ابتدا براساس روش‌های پیش گفته، گروه بهسازی پل (متناسب با اهداف عملکردی لرزه‌ای حداقل) تعیین می‌گردد.

۷-۸-۱-۱- گروه بهسازی لرزه‌ای (الف)

در مورد پل‌هایی که گروه بهسازی آنها در رده (الف) قرار می‌گیرد، ارزیابی کیفی کفایت می‌نماید که متعاقب آن در ارتباط با موارد زیر اتخاذ تصمیم می‌گردد:

۱ـ رفع سریع نارسایی‌های عمده طراحی مفهومی لرزه‌ای با اتخاذ تمهیدات حتی‌المقدور سریع و سهل همراه با اقدامات متناسب بازیافت توان خدمت‌رسانی پل برای عمر مفید باقیمانده مورد نظر

۲ـ پذیرش ریسک و عدم اقدام خاص

۳ـ برنامه‌ریزی به منظور جایگزینی در کوچک‌ترین بازه زمانی ممکن با توجه به اولویت‌ها و اعتبارات، اهمیت و میزان اضطرار و وسعت نارسایی‌ها و رتبه وضعیت لرزه‌ای و عمومی پل

۴ـ مسدود نمودن پل و بهره‌گیری از مسیر جایگزین، مشروط بر آنکه پل به صورت روگذر بر فراز مسیرهای عبور راه، راه‌آهن و شناورها قرار نداشته باشد.

۷-۸-۱-۲- ملزومات حداقل برای سطح خطر (زـ۲)

با توجه به آنکه گروه‌بندی بهسازی لرزه‌ای براساس اهمیت، عمر مفید باقیمانده و سطح خطرپذیری ساختگاه صورت گرفته است، برای گروه (الف) که مربوط به حالات عمر مفید کوتاه باقیمانده یا مناطق با خطرپذیری کم می‌گردد، به طریق فوق اتخاذ تصمیم می‌شود.

برای گروه‌های بهسازی لرزه‌ای (ب) تا (هـ) انتظار می رود میزان دقت برای مطالعات ارزیابی به تدریج افزایش یابد.

ابتدا براساس مطالعات ارزیابی کیفی احتمال وقوع مدهای گسیختگی یا حالات عدم ارضای نیازهای عملکردی مورد بررسی کیفی قرار داده می‌شود. این مطالعات معمولاً همراه با بررسی مدارک فنی و نقشه‌های موجود و مطالعات میدانی خواهد بود. اقلام مهم این ارزیابی، در شناسنامه فنی طراحی مفهومی از دیدگاه لرزه‌ای در پیوست این راهنما مورد توجه قرار داده شده‌اند. در مواردی که مدارک فنی پل موجود نباشد، در همین مرحله معمولاً به انجام تعداد محدودی سونداژ و آزمایش شناسایی نیاز خواهد بود.

بررسی‌های کمّی اولیه شامل کنترل طول نشیمن، مطالعه نقشه‌ها یا انجام سونداژها و آزمایش‌های لازم به منظور تعیین ظرفیت‌های مقاومت و شکل‌پذیری اعضا می‌باشند. توجه به مواردی از قبیل حضور ستون‌های منفرد طره‌ای با ظرفیت شکل‌پذیری ناچیز، احتمال بروز روانگرایی، کیفیت طراحی مفهومی اتصالات و نحوه خم و مهار آرماتورها، وضعیت وصله ها و ایجاد یا عدم ایجاد مناطق محصور در نواحی مستعد تشکیل لولاهای پلاستیک اعضای بتن آرمه حایز اهمیت ویژه می‌باشند.

موارد اخیرالذکر باید در ارزیابی کیفی تحت تأثیر سطح خطر (زـ۱) نیز مورد توجه قرار داده شده باشند. در مورد گروه‌های بهسازی لرزه‌ای ب تا هـ لازم است موارد زیر بدواً در مرحله کیفی و بدون انجام آنالیز کمّی ویژه بر اساس روش مندرج در این فصل و فصل هشتم مورد ارزیابی و قضاوت مهندسی قرار داده شوند:

ـ خاک زیر شالوده (مشخصه‌های اصلی مکانیکی و دینامیکی، میزان مورد انتظار مقاومت و نشست مطلق و نسبی، استعداد بروز روانگرایی، فرونشست و گسترش جانبی و ...)

ـ شالوده‌ها (حضور یا عدم حضور لایهٔ شبکه فوقانی، طول مهاری آرماتورهای ستون‌ها، احتمال بروز شکست برشی و یا خمشی، مسایل ویژهٔ پی‌های شمعی و ...)

ـ کوله‌ها (احتمال دوران، شکست سر کوله‌ها، ...)

ـ ستون‌ها (میزان رعایت ضوابط شکل‌پذیری و نحوه آرماتوربندی طولی و عرضی و موقعیت وصله‌ها، احتمال بروز شکست برشی و یا خمشی)

ـ طول نشیمن و احتمال فروافتادن عرشه از دستگاه تکیه‌گاهی
ـ احتمال فروریزی عرشه و شانه خالی کردن پایه‌ها، ستون‌ها یا دیوارها
ـ کیفیت طراحی مفهومی و اجرا و وضعیت فعلی دستگاه‌های تکیه‌گاهی، درزهای انبساط
ـ کیفیت طراحی مفهومی و اجرا و وضعیت فعلی اتصالات
– کیفیت مصالح موجود

بنابراین احتمال دارد روش‌های متداولی برای بهسازی مانند افزایش طول نشیمن، بهره‌گیری از ضامن‌های ممانعت کننده از فروافتادن عرشه از دستگاه تکیه‌گاهی، قیود کششی ممانعت کننده از حرکت متزاید نسبی عرشه نسبت به تکیه‌گاه و پایه‌ها، تعبیه کلیدها برشی و قیود حرکتی عرضی، تعبیه قیود مانع بلندشدن عرشه از تکیه‌گاه‌ها و پایه‌ها، بهره‌گیری از دور پوش‌های فولادی یا بتن‌آرمه یا FRP (معمولی یا پیش‌تنیده) محصورکننده ستون‌ها، تقویت و ارتقای میزان شکل‌پذیری اتصالات، تقویت و بهسازی و بهبود آرماتوربندی پی‌ها و مهار پایه‌ها در پی‌ها، اتخاذ روش‌های اصلاحی برای کاهش تنش‌ها و تغییرشکل‌های خاک زیرشالوده، پیش‌تنیدگی تیر سرستون یا سرشمعی‌ها، ارتقای کیفیت خاک زیر پی همراه با تهیه جزییات اجرایی نمونه برای کاربرد به طور تکرار شونده به خدمت گرفته شوند.

۷-۸-۱-۳- غربال و اولویت بندی برای سطح خطر (ز-۲)

در این حالت، غربال و اولویت‌بندی با نیت تشخیص نارسایی‌های رفتار لرزه‌ای پل و تعیین نیاز به بهسازی لرزه‌ای به منظور اولویت‌بندی اقدامات آتی صورت می‌گیرد.

غربال اولیه باید سهل و سریع و کاربردی و در عین حال با دید محافظ کارانه اعمال گردد.

پل‌هایی که در این مرحله آسیب‌پذیر تشخیص داده می‌شوند، باید مورد ارزیابی تفصیلی قرار داده شوند. در مواردی که پس از ارزیابی تفصیلی مشخص گردد که نیازی به بهسازی وجود ندارد، پل از بهسازی معاف خواهد گردید.

در مرحله ارزیابی اولیه آسیب‌پذیری، پل از نظر آسیب‌پذیری لرزه‌ای، با توجه به اهمیت، وضعیت رفتار لرزه‌ای سازه و پی و لرزه‌خیزی و خطرپذیری ساختگاه و جزییات طرح و اجرا و وضعیت مصالح و سایر نارسایی‌ها رتبه‌بندی می‌شود.

به موازات آن، لازم است شبکه راه‌ها مورد توجه قرار داده شود و وجود یا عدم وجود مسیر ثانویه مورد بررسی قرار گیرد و نیازهای بازیابی توان خدمت رسانی پل با توجه به عوامل غیرلرزه‌ای نیز مورد توجه قرار گیرد.

اندیس اولویت پل P تابعی از رتبه‌بندی لرزه‌ای، r_s ، رتبه‌بندی وضعیت در مقابل عوامل غیرلرزه‌ای، r_{ns} ، و اهمیت و وجود یا عدم حضور مسیر ثانویه، I ، خواهد بود.

$$P = f(r_s, r_{ns}, I)$$

در پیوست این راهنما، شیوه‌های ارزیابی کیفی، غربال و اولویت‌بندی تشریح شده‌اند.

پس از ارزیابی کیفی، غربال و اولویت‌بندی اولیه، به طوری که ذکر شد، پل‌هایی که آسیب‌پذیر شناخته می‌شوند، باید مورد بررسی به قصد ارزیابی تفصیلی قرار گیرند و در صورت تأیید و تعیین دقیق‌تر گستره نارسایی‌ها و اتخاذ تدابیر و استراتژی و گزینه‌های بهسازی، مطالعه به قصد تعیین نسبت هزینه به منفعت نیز مکمل بررسی فنی و اقتصادی مطالعات خواهد بود.

پل‌هایی که طی مطالعات غربال و اولویت‌بندی، نیاز به بهسازی آنها تأیید گردیده است، باید مورد ارزیابی تفصیلی قرار داده شوند.

۷-۹- روش‌های ارزیابی تفصیلی

روش‌های ارزیابی تفصیلی به شرح زیر می‌باشد. ارزیابی لرزه‌ای پل شامل دو مرحله است:

۱ـ تحلیل تقاضا به منظور تعیین نیروها و تغییرمکان‌های اعضا و مجموعه پل ناشی از زلزله در سطح خطر (ز-۲)،

۲ـ ارزیابی ظرفیت اعضا و مجموعه پل از نظر مقاومتی و تغییرمکانی به منظور تحمل تقاضاهای مذکور در بند ۱ فوق.

در روش ارزیابی نسبت ظرفیت به تقاضا به صورت عضو به عضو و جزء به جزء پل، تمامی اعضا و اجزای واقع در مسیر انتقال نیروهای ناشی از زلزله به تفکیک مورد بررسی قرار داده می‌شوند. در روش‌های دیگر، ظرفیت پل به طور مجموعه مورد توجه قرارداده می‌شود. روش‌هایی که ذیلاً مورد اشاره قرار داده می‌شوند، عمدتاً مبتنی بر مقایسه نسبت‌های ظرفیت به تقاضا می‌باشند.

ذیلاً این روش‌ها به ترتیب افزایش میزان دقت مطالعاتی مرتب شده‌اند. جزییات روش‌های تعیین تقاضا و ظرفیت‌های نیرویی و تغییرمکانی اعضا و مجموعهٔ سازه در فصل چهارم به تفصیل ارایه گردیده‌اند.

۷-۹-۱- تحلیل به منظور کنترل طول نشیمن و نیروها در اتصالات، بدون تحلیل تقاضای اعضا و سیستم

در صورتی‌که نیت صرفاً کنترل طول نشیمن و بررسی قابلیت اتصالات در انتقال نیروهای محتمل باشند، طول موجود نشیمن با طول حداقل ارایه‌شده (مطابق فصل هشتم) مورد کنترل قرار داده می‌شود. همچنین ظرفیت اتصالات بر اساس روش ارایه‌شده در فصل نهم محاسبه و با مقادیر حداقل پیشنهادی در این راهنما مقایسه می‌گردد. روش‌های تعیین ظرفیت مقاومتی اتصالات براساس میزان مقادیر طیفی متناظر با پریود زمانی ارتعاش سازه تغییر می‌نماید. انجام کنترل‌های معمول در مورد طول نشیمن برای در نظرگرفتن نیروهای در امتداد طولی ایجادشونده در اتصالات مقید، ناشی از خمش درون صفحه‌ای کف عرشه در اثر مؤلفهٔ عرضی زمین‌لرزه، کفایت نمی‌نماید و در چنین مواردی به عنوان حداقل ملزومات، باید تحلیل با استفاده از مدل ساده‌سازی شده‌ای برای بررسی این اثر صورت گیرد.

۷-۹-۲- کنترل به منظور بررسی ظرفیت اعضا و اجزا

در این حالت نیز تحلیل تقاضای لرزه‌ای انجام نمی‌شود، ولی مقاومت نسبی اعضا و کفایت برخی از جزییات کلیدی از نظر طراحی مفهومی با مقادیر توصیه‌شده حداقل مورد کنترل قرار داده می‌شود. این کنترل‌ها در صورتی نتایج قابل دفاعی در برخواهند داشت که پل دارای انتظام هندسی بوده و محدودیت‌های مندرج در فصل هشتم در آن رعایت شده باشد و گروه بهسازی لرزه‌ای پل از حد (ج) فراتر نرود.

۷-۹-۳- کنترل نسبت‌های ظرفیت به تقاضای عضو به عضو و جزء به جزء

به این منظور، تقاضاهای ناشی از زلزله از طریق روش‌های تحلیل الاستیک به شرح زیر مجاز دانسته می‌شود:

۱ـ روش بار معادل (برای پل‌های منظم)

۲ـ روش طیف پاسخ چند مودی

۳ـ تحلیل تاریخچه زمانی خطی

نسبت‌های ظرفیت به تقاضای اعضا و اجزا برای تمامی اعضا و اجزای واقع بر مسیر انتقال نیروهای ناشی از زلزله و مؤثر بر مقاومت لرزه‌ای سازه محاسبه و کنترل می‌گردد. این روش با توجه به اتکای آن به روش‌های تحلیل تقاضا در حیطه رژیم الاستیک، طبعاً برای تخمین رفتار الاستیک پل‌ها مفید بوده و در حالاتی که انتظار رفتار غیرخطی گسترده می‌رود، از دقت مکفی برخوردار نیست. همچنین از طریق این روش نمی‌توان درزهای انبساط و لرزه جدایش را مدل‌سازی و تحلیل نمود.

روش ۱ برای پل‌های منظم و روش‌های ۲ و۳ برای پل‌های نامنظم برای گروه بهسازی لرزه‌ای (ج) کافی تلقی می‌گردند.

۷-۹-۴- روش طیف ظرفیتی

در این حالت، تقاضاهای ناشی از زلزله براساس مدل‌های ساده سازی شده و براساس روش‌های ساده مانند روش بار یکنواخت صورت می‌گیرد و ارزیابی ظرفیت مقاومتی نیز براساس منحنی رفتاری ساده سازی شده دو خطی اعضا به عمل می‌آید.

روش طیف ظرفیت در حالات حدی متفاوت به کار برده می‌شود. با توجه به بهره‌گیری از مدل‌های ساده سازی شده بارگذاری، تحلیل و تخمین ظرفیت، این روش صرفاً برای گروه‌های بهسازی (الف) تا (ج) و تنها در مورد پل‌های منظم مجاز می‌باشد.

۷-۹-۵- روش نسبت ظرفیت به تقاضای مجموعه سازه

در این روش تقاضای ناشی از زلزله به روش تحلیل الاستیک خطی (طیفی چند مودی یا تحلیل تاریخچه زمانی) تعیین می‌گردد. ارزیابی ظرفیت تغییر مکانی برای زیرمجموعه‌های متشکل از پایه‌های پل از طریق روش تحلیل استاتیکی غیرخطی تک آهنگ (بار افزون) صورت می‌گیرد که آثار رفتار غیرخطی مصالح و آثار غیرخطی هندسی اعضا و زیرمجموعه‌ها را در بر می‌گیرد. روش طیف ظرفیت برای محاسبه نسبت ظرفیت به تقاضا برای ارزیابی هر یک از پایه‌ها، تکیه‌گاه‌ها و شالوده‌های پل به‌کار گرفته می‌شود.

لذا در این روش تحلیل الاستیک طیفی یا تاریخچه زمانی برای تعیین تقاضا و تحلیل استاتیکی غیرخطی برای تعیین ظرفیت به‌کار گرفته می‌شود. برای پل‌های مشمول این راهنما، این روش برای گروه بهسازی (ج) و در صورت تحلیل سه بعدی در هر دو مرحله تحلیل تقاضا و ظرفیت برای گروه بهسازی (د) قابل کاربرد می‌باشد.

۷-۹-۶- روش تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی

تحلیل تقاضای لرزه‌ای مجموعه، زیر مجموعه‌ها، اعضا و اجزای پل از طریق تحلیل دینامیکی غیرخطی پل با بهره‌گیری از چند تاریخچه زمانی موجود حرکت زمین و تا حد ممکن سازگار با شرایط منطقه‌ای و ساختگاهی یا میانگین‌گیری آنها تعیین می‌گردد. ظرفیت اعضا عملاً در مدل تحلیل غیرخطی سازه ملحوظ گردیده‌اند و لذا بر آن اساس تقاضای نیرویی و تغییرمکانی طی تحلیل محاسبه می‌گردد.

این روش برای پل‌های نامنظم با هندسه پیچیده و برای هدف بهسازی (هـ) توصیه می‌گردد.

۷-۹-۷- روش ارتعاشات تصادفی

در این روش، تاریخچه‌های زمانی مصنوعی براساس دیدگاه‌های احتمال‌اندیشانه و مبانی نظری ارتعاشات تصادفی تعیین و سازه به روش تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی احتمال‌اندیشانه تحلیل می‌گردد. با توجه به پیچیدگی‌های خاص ارزیابی بر اساس روش‌های مبتنی بر ارتعاشات تصادفی، در صورت تشخیص ضرورت استفاده از این روش‌ها در مورد پروژه‌های مهم، مطالعات باید توسط مهندسین مجرب مسلط به مفاهیم تحلیل به روش ارتعاشات تصادفی صورت گیرد.

۷-۹-۸- ملزومات حداقل تحلیل آسیب‌پذیری پل‌ها

توصیه‌های کلی مندرج در جدول ۷ـ ۷ را می‌توان برای اختیار روش تحلیل مکفی برای پل با توجه به گروه بهسازی و ویژگی‌های هندسی و میزان انتظام پل به عنوان ملزومات حداقل به‌کار گرفت.

۷-۱۰- جمع‌بندی

برای ارزیابی تحت تأثیر زلزله در سطح خطر (زـ۱) روش نسبت ظرفیت به تقاضای عضو به عضو (جزء به جزء) با تحلیل الاستیک خطی به روش بار یکنواخت برای پل‌های منظم و تحلیل طیفی چند مودی یا تاریخچه زمانی برای پل‌های نامنظم کافی تلقی می‌گردد.

در موارد زیر روش‌های تفصیلی‌تر به‌کار گرفته می‌شوند:

ـ با افزایش سطح خطر زلزله و خطرپذیری ساختگاه که معمولاً منجر به افزایش پاسخ متأثر از افزایش تقاضا می‌گردد.

ـ با افزایش پیچیدگی‌های هندسی پل، مدل‌های پیشرفته‌تر و روش‌های تحلیل در برگیرنده آثار دینامیکی برای تعیین تقاضا و ظرفیت مورد نیاز خواهند بود.

در تمامی موارد، می‌توان از روش‌های پیشرفته‌تر و دقیق‌تر نیز بهره‌گیری نمود ولی موارد ذکرشده در جدول ۷ـ۷ بر ملزومات حداقل دلالت دارند.

جدول ۷ـ ۷ ـ جدول خلاصه شیوه‌های ارزیابی آسیب‌پذیری برای گروه‌های متفاوت بهسازی لرزه‌ای پل‌ها (ملزومات حداقل)

روش مطالعه	ارزیابی ظرفیت	تحلیل تقاضا	دامنه کاربرد قابل توصیه		ملاحظات
			نوع پل	گروه بهسازی لرزه‌ای	
کنترل اتصالات و کفایت طول نشیمن	مقادیر حداقل توصیه شده در این راهنما	ضرورت ندارد	پل‌های یک‌دهانه	(الف) تا (هـ)	این کنترل سریع بوده و بر اساس اطلاعات حاصل از نقشه‌ها و مطالعات میدانی و احیاناً سونداژ صورت می‌گیرد.
			پل‌های واقع در سطح خطرپذیری ساختگاهی کم	(ب)	
روش کنترل ظرفیت اعضا و اجزا	ظرفیت‌های مرتبط با اتصالات، نشیمن، ستون‌ها و شالوده‌ها برای بارهای غیرلرزه‌ای در نظر گرفته می‌شود	ضرورت ندارد	پل‌های منظم و واقع در سطح خطرپذیری ساختگاهی کم	(ب) و (ج)	این کنترل سریع بوده و بر اساس اطلاعات حاصل از نقشه‌ها و مطالعات میدانی و احیاناً سونداژ صورت می‌گیرد. جزییات توصیه‌شده برای طول نشیمن و آرماتوربندی طولی و عرضی پایه‌ها به منظور ایجاد بتن محصورشده کنترل می‌شود. تقاضای سرستون‌ها و شالوده‌ها براساس حفاظت ظرفیتی (ظرفیت افزوده ستون) در نظر گرفته می‌شود.
روش نسبت ظرفیت به تقاضای عضو به عضو (و جزء به جزء)	ظرفیت اعضا و اجزا و جزییات اجرایی برای خاک زیر شالوده، شالوده‌ها، پایه‌ها، سرستون‌ها، تکیه‌گاه‌ها، اتصالات، طول نشیمن و نظایر آن مورد بررسی قرار داده می‌شود.	– تحلیل الاستیک به روش بار یکنواخت – تحلیل الاستیک به روش طیفی چند مودی یا به روش تاریخچه زمانی	– پل‌های منظم با پاسخ الاستیک مورد انتظار – پل‌های منظم یا نامنظم با پاسخ مورد انتظار در حیطه الاستیک	(ج) و (د)	نسبت ظرفیت به تقاضا برای هریک از اعضا و اجزای واقع در مسیر انتقال نیروهای ناشی از زلزله تعیین می‌گردد. آثار ترکیبی سه مؤلفه‌ای زلزله در محاسبات به نسبت ۱۰۰٪، ۳۰٪ و ۳۰٪ در جهات موردنظر منظور می‌گردد. ملحوظداشتن اثر مؤلفهٔ قائم در مورد پل‌های واقع در حوزه نزدیک گسلش و یا پل‌های با دهانه‌های نسبتاً طویل الزامی‌است. کنترل نسبت ظرفیت به تقاضا به طور سیستماتیک برای طول وصله آرماتورها، طول نشیمن، تغییرمکان کوله‌ها، طول مهاری آرماتور پایه‌ها و میل مهار تکیه‌گاه‌ها، دستگاه‌های تکیه‌گاهی و اتصالات، لنگر ستون، برش ستون، آرماتور عرضی محصورکننده، لنگر پی، برش شالوده و روانگرایی، صورت می‌گیرد.
روش طیف ظرفیت	ظرفیت سازه در برابر بارهای جانبی با استفاده از رفتار مفروض دوخطی محاسبه می‌گردد	روش تحلیل الاستیک تک‌مودی (روش بار یکنواخت)	پل‌های منظم	(ج)	نسبت ظرفیت به تقاضا برای مجموعهٔ پل محاسبه می‌گردد و حالات حدی خسارات تعریف و بر آن اساس استنتاج صورت می‌گیرد. آثار ترکیبی زلزله و سایر کنش‌ها و منحنی ظرفیت مجموعه پل محاسبه می‌گردد. ظرفیت مقاومتی و تغییرمکانی اعضا محاسبه می‌شوند.
روش نسبت ظرفیت به تقاضای تغییرمکانی مجموعه سازه	ظرفیت مبتنی بر خواص غیرخطی سازه و زیر مجموعه‌ها بر اساس تحلیل استاتیکی غیرخطی تک آهنگ بار افزون	روش تحلیل الاستیک خطی به روش بار یکنواخت	پل‌های منظم	(ج) و (د)	نسبت ظرفیت به تقاضا برای سازه، پایه‌ها و شالوده محاسبه می‌گردد. آثار ترکیبی زلزله و سایر کنش‌ها و منحنی ظرفیت پایه‌ها، ظرفیت‌های مقاومتی و تغییرمکانی اعضای مجموعه در سیستم منظم با مدل دوبعدی و در سیستم نامنظم با مدل سه بعدی صورت می‌گیرد. مدل تفصیلی پل در تحلیل استاتیکی غیر خطی باید نمایشگر رفتار اعضا و اجزا، درزها، تکیه‌گاه‌ها و ... باشد.
		تحلیل الاستیک خطی به روش طیفی چند مودی	پل‌های منظم و نامنظم (مدل سه بعدی)		
		تحلیل تاریخچه زمانی			
روش تحلیل دینامیکی تاریخچهٔ زمانی غیرخطی تعیینی	ظرفیت اعضا و اجزا و شالوده و خاک زیر شالوده از نظر نیرویی و تغییر مکانی محاسبه می‌گردد	تحلیل غیرخطی تاریخچه زمانی مدل سه بعدی با درنظر گرفتن آثار غیرخطی رفتار تکیه‌گاه‌های الاستومر، درزها، ترک خوردگی، مفاصل پلاستیک و شکست و کمانش	پل‌های منظم و نامنظم، پل‌های مهم، پل‌های متکی بر تکیه‌گاه‌های الاستومر یا میراگرهای مؤثر	(د) و (هـ)	نسبت ظرفیت به تقاضا برای سازه، پایه‌ها و شالوده محاسبه می‌گردد. آثار ترکیبی زلزله و سایر کنش‌ها و منحنی ظرفیت پایه‌ها، ظرفیت‌های مقاومتی و تغییرمکانی اعضای مجموعه در سیستم منظم با مدل دوبعدی و در سیستم نامنظم و با مدل سه بعدی صورت می‌گیرد. مدل تفصیلی پل باید نمایشگر رفتار اعضا و اجزا، درزها، تکیه‌گاه‌ها و ... باشد. تحلیل به روش تعیینی با منظورداشتن چند رکورد زلزلهٔ سازگار با ویژگی‌های منطقه و اعمال شرایط ساختگاه.
روش تحلیل ارتعاشات تصادفی (احتمال-اندیشانه)	ظرفیت اعضا و اجزا و شالوده و خاک زیر شالوده از نظر نیرویی و تغییر مکانی محاسبه می‌گردد	تحلیل غیرخطی تاریخچه زمانی مدل سه بعدی با درنظر گرفتن آثار غیر خطی رفتار تکیه‌گاه‌های الاستومر	پل‌های منظم و نامنظم، پل‌های مهم، پل‌های متکی بر تکیه‌گاه‌های الاستومر یا میراگرهای مؤثر	(د) و (هـ)	نسبت ظرفیت به تقاضا برای سازه، پایه‌ها و شالوده محاسبه می‌گردد. آثار ترکیبی زلزله و سایر کنش‌ها و منحنی ظرفیت پایه‌ها، ظرفیت‌های مقاومتی و تغییرمکانی اعضا و مجموعه در سیستم منظم با مدل دوبعدی و در سیستم نامنظم با مدل سه بعدی صورت می‌گیرد. مدل تفصیلی پل باید نمایشگر رفتار اعضا و اجزا، درزها، تکیه‌گاه‌ها و ... باشد. روش ارتعاشات تصادفی با تعیین مشخصه‌های حرکت زمین، همساز با طیف طرح ویژه ساختگاه با تولید تاریخچه‌های زمانی مصنوعی سازگار صورت می‌گیرد. با توجه به پیچیدگی‌های خاص ارزیابی بر اساس روش‌های مبتنی بر ارتعاشات تصادفی، در صورت تشخیص ضرورت استفاده از این روش‌ها از سوی کارفرما مطالعات باید توسط مهندسین مجرب مسلط به مفاهیم تحلیل به روش ارتعاشات تصادفی انجام گیرد.

فصل ۸

روش‌های تحلیل تقاضا و ارزیابی نسبت‌های ظرفیت به تقاضا

۸-۱- کنترل جزییات اجرایی اتصالات و طول نشیمن سازه عرشه بر تکیه‌گاه‌ها

در این روش، برای محاسبات کنترل کفایت اتصالات در امتدادها و جهت‌های مقید شده، نیروهای افقی را نباید کوچک‌تر از ۱۰٪ نیروهای عکس‌العمل قائم ناشی از بار مرده در آن اتصال اختیار نمود. این نیروها در امتداد طولی برای هر بخش پیوسته سازه عرشه، شامل دهانه‌های یکسره یا سادهٔ متکی بر پایه‌ها در نظر گرفته می شوند. بنابراین، مفاصل و درزهای واقع در میانه‌های دهانه‌ها در پل‌های طره‌ای موجب انفصال سازه عرشه از دیدگاه مورد بحث می‌گردند. با فرض آنکه تکیه‌گاه‌های غیرمقید واقع در محل درزهای انبساط، در جذب نیروهای طولی مشارکت نمی‌نمایند، نیروی افقی مزبور، به میزان حداقل ۱۰٪ از کل بار مردهٔ تمامی بخش پیوستهٔ عرشه، صرفاً به تکیه‌گاه‌های مقید در امتداد طولی اعمال می‌شود.

در امتداد عرضی، برای هر بخش پیوسته سازه عرشه (شامل دهانه‌های ساده)، عکس‌العمل قائم ناشی از بار مرده وارده بر هر یک از تکیه‌گاه‌ها ملاک عمل خواهد بود.

در مورد دستگاه‌های تکیه‌گاهی الاستومر، مقاومت اتصال بین دستگاه تکیه‌گاهی و مصالح سازه‌ای تکیه‌گاه باید از دیدگاه قابلیت انتقال نیروی افقی برشی مزبور، مورد کنترل قرار داده شود.

در مورد پل‌های تک دهانه نیز نیروهای افقی در هر دو امتداد طولی و عرضی نباید از مقادیر مذکور در فوق کوچکتر اختیار گردد.

۸-۱-۱-کنترل طول نشیمن

هرگاه مطالعات در چارچوب گروه‌بندی بهسازی لرزه‌ای الف و ب صورت گیرد، حداقل طول نشیمن سازه عرشه بر تکیه‌گاه، به منظور ارضای معیارهای پذیرش، از رابطه ۸ ـ ۱ به دست می آید:

$$N = \left[۱۰۰ + ۱/۷L + ۷۰H + ۵۰\sqrt{H}\sqrt{۱ + (۲B/L)^{۲}} \right] \left[(۱ + ۱/۲۵S_{D۱}) / Cos\alpha \right] \qquad (۱ - ۸)$$

که در آن،

N طول نشیمن حداقل (بر حسب mm)،

L فاصله بین درزها (m)،

H بلندترین پایه بین درزهای انبساط (m)، *برابر با صفر برای پل‌های تک دهانه،*

B عرض سازه عرشه (m)،

S_{D1} شتاب طیفی پاسخ، متناظر با پریود ۱ ثانیه و

α زاویه بین محور طولی پل و راستای عمود بر محور تکیه‌گاه‌ها و کوله‌ها (زاویه تورب یا کژی پل) می‌باشد که برای پل مستوی برابر با صفرخواهد بود.

در رابطهٔ فوق، لازم نیست نسبت B/L افزونتر از $\frac{۳}{۸}$ اختیار شود.

در حالاتی‌که گروه‌بندی بهسازی لرزه‌ای ج تا هـ مورد نظر است، باید بزرگ‌ترین دو مقدار حاصل از رابطه فوق و رابطه (۸ ــ ۲) به عنوان حداقل طول نشیمن در نظر گرفته شود.

$$N = ۱/۵\Delta = ۱/۵R_d\Delta_e \qquad (۸ - ۲)$$

که در آن:

Δ تغییرمکان سازه عرشه نسبت به تکیه‌گاه،

Δ_e تقاضای تغییرمکانی نسبی حاصل از تحلیل طیفی

R_d از روابط (۸ ـ ۳) قابل محاسبه است:

$$R_d = \begin{cases} (۱-۱/R)(۱/۲۵T_S/T)+۱/R & \text{برای } T < ۱/۲۵T_S \text{ و } R \geq 1 \\ 1 & \text{برای } T \geq ۱/۲۵T_S \text{ و } R \geq 1 \\ 1 & \text{برای هر مقدار } T \text{ هرگاه: } R < 1 \end{cases} \qquad (۸ - ۳)$$

که در آن:

T پریود ارتعاش طبیعی پل،

R نسبت نیروی الاستیک وارده بر پایه به ظرفیت برشی آن،

$T_S = S_{D۱} / S_{Ds}$ و S_{DS} شتاب طیفی پاسخ متناظر با پریود ارتعاش ۰/۲ ثانیه می‌باشد.

۸-۲-کنترل ظرفیت اعضا و اجزا

در این روش، ضوابط حفاظت ظرفیتی اعضا و اجزای معینی از پل و ملزومات حداقل آرماتوربندی به منظور تأمین میزان مطلوبی از شکل‌پذیری باید ارضا گردد. بنابراین تحلیل صریح تقاضا مورد نظر نمی‌باشد.

این روش در چارچوب ارزیابی اولیه برای پل‌هایی که در حیطه خاصی از خواص هندسی و مصالح و همچنین نوع رفتار، میزان اهمیت و مسایل ساختگاهی قرار می‌گیرند، بدون انجام تحلیل دینامیکی قابل کاربرد می‌باشد.

در ابتدا پل برای عوامل غیرلرزه‌ای براساس معیارهای پذیرش مندرج در آیین‌نامه‌های معتبر طراحی پل‌ها مورد ارزیابی قرار داده می‌شود. همچنین پل از دیدگاه ملزومات حفاظت ظرفیتی نیز مورد کنترل و ارزیابی قرار می‌گیرد. سپس کفایت برخی از جزییات اجرایی مانند جزییات دورپیچ‌ها و تنگ‌های برشی و محصورکننده ستون‌ها و سایر جزییات آرماتوربندی و نظایر آن برای ممانعت از بروز شکست‌ترد برشی، خمشی- برشی یا خمشی، طول مهاری و طول وصله‌ها در اعضا و شالوده‌ها مورد بررسی قرار داده می‌شود.

مفاهیم حفاظت ظرفیتی همچنین برای بررسی کفایت جزییات اتصالات ستون‌ها با شالوده‌ها و سرستون‌ها یا سازه عرشه مورد استفاده قرار داده می‌شود.

در ارتباط با پایه‌های کناری بسته (کوله‌های بسته) در چارچوب این سطح مطالعاتی، لازم‌است کنترل برای فشار غیرفعال خاک به‌عمل آید. در صورتی‌که کوله‌ها در سیستم بار بر لرزه‌ای در جهات طولی ویا عرضی مشارکت داشته باشند، باید کنترل‌های لازم برای حصول اطمینان از کفایت ظرفیت کوله‌ها نیز به عمل آید.

۸-۲-۱-محدودیت ها در کاربرد روش

این روش تنها در مناطق با خطرپذیری کم و برای گروه بهسازی لرزه‌ای (الف) و پل‌های منظم یا دارای زاویه تورب (کژی) کوچکتر از ۱۵ درجه قابل کاربرد است؛ مشروط بر آنکه شرایط زیر نیز ارضا گردند:

برای ستون‌های بتن آرمه

$$P_e \langle ۰/۱۵ f_c' A_g \quad , \rho_t \rangle ۰/۰۰۸ \quad , D \geq ۳۰۰mm \quad , ۲ \langle \frac{M}{VD} \langle ۷$$

برای پایه‌های دیواره‌ای بتن‌آرمه با میزان آرماتور طولی نسبتاً اندک :

$$P_e \langle ۰/۰۷ f_c' A_g \quad , \rho_t \rangle ۰/۰۰۲۵ \quad , T \geq ۳۰۰mm \quad \frac{M}{VT} \langle ۷$$

برای ستون‌های فولادی:

$$P_e \langle ۰/۱۵ P_Y \quad , D_P \geq ۲۵۰\, mm \quad \frac{M}{VB} \langle ۷ \quad \text{یا} \quad M/VD_P$$

که در آن:

P_e نیروی محوری ستون ناشی از ترکیب بارهای مرده و زلزله،

P_y ظرفیت محوری ستون در مرحله شروع جاری‌شدن یک یا تعدادی از آرماتورهای ستون،

ρ_t مساحت سطح مقطع آرماتور طولی،

f_c' مقاومت فشاری بتن،

A_g مساحت سطح مقطع ظاهری بتن ستون،

D بعد کوچکتر ستون،

T ضخامت دیواره،

D_p بعد ستون فولادی در امتداد محور ضعیف خمشی،

B عرض بال شمع فولادی با مقطع H شکل،

M/V طول دهانه برشی یک عضو طرّه‌ای معادل با لنگر انتهایی M و نیروی برشی V می‌باشند.

این روش در مورد پل‌های غیرمتنظم قابل کار برد نمی‌باشد و لذا علاوه بر محدودیت‌های مشروحهٔ فوق، از جنبه‌های هندسی نیز کاربرد این روش در صورتی مجاز است که شرایط زیر ارضا گردند:

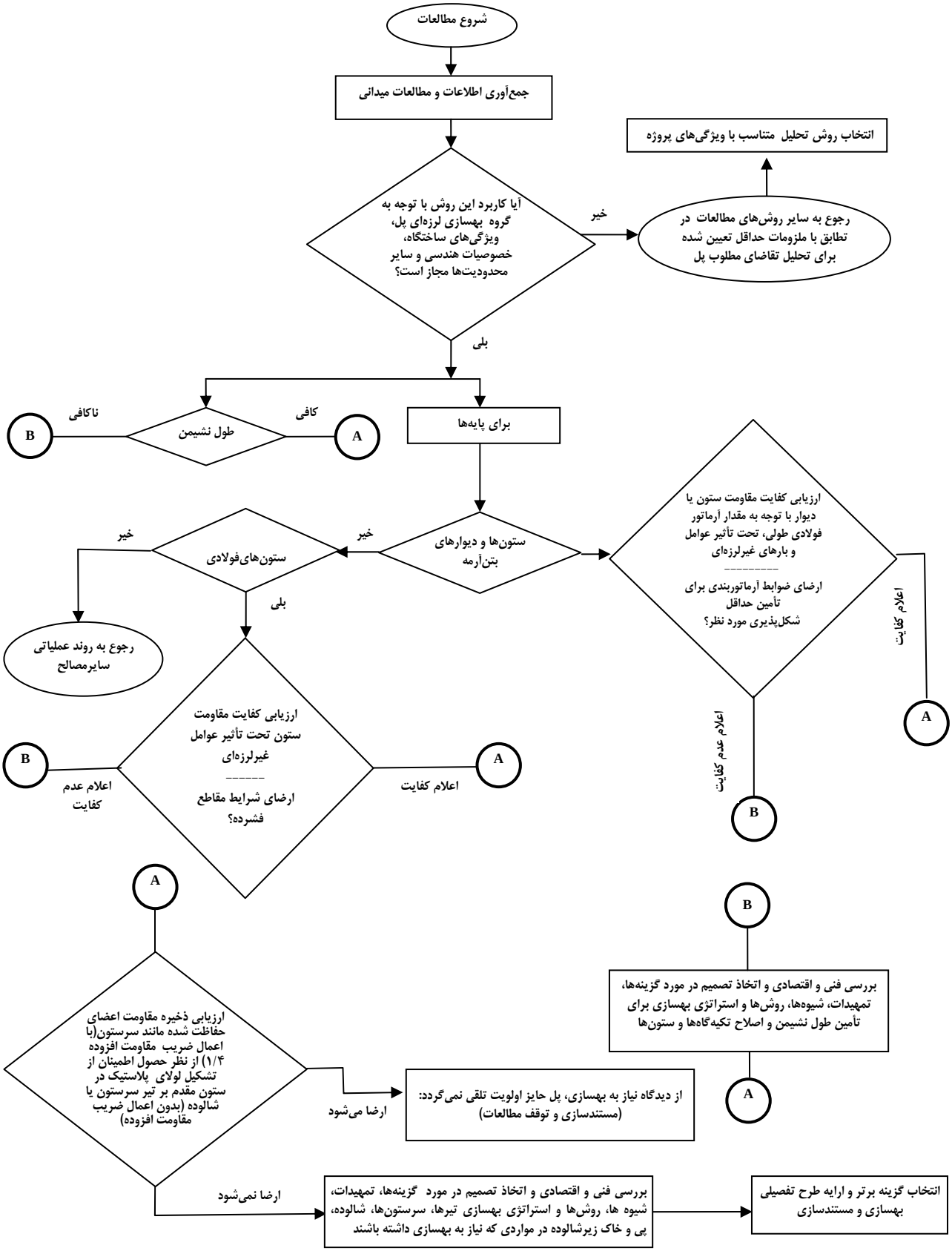
- نسبت سختی هریک از پایه‌ها به میانگین سختی تمامی پایه‌های پل از ۱/۷۵ تجاوز ننماید.
- طول بزرگ‌ترین دهانه پل از ۵۰ متر تجاوز ننماید.
- طول هیچ‌یک از دهانه‌های پل از ۱/۵ برابر میانگین طول دهانه‌ها تجاوز ننماید.
- زاویه مماس بر محور طولی پل در شروع و انتهای پل‌های دارای قوس در پلان از ۲۰ درجه تجاوز ننماید.
- هر یک از پایه‌ها قادر باشند به خودی خود حداقل ۸۰٪ نیروی افقی متناظر با جرم متوسط دهانه‌های طرفین خود را در امتداد طولی تحمل نمایند.

همچنین در مواردی که پل مستقر بر شالوده سطحی بوده و ساختگاه مستعد روانگرایی و گسترش جانبی خاک باشد، کار برد این روش مجاز نیست.

در مورد ستون‌های مستقر بر شالوده‌های شمعی واقع بر ساختگاه‌های مستعد روانگرایی، گسترش جانبی و یا فرونشست خاک نیز تنها در حالتی این روش را می‌توان در چارچوب معیارهای پذیرش این راهنما قابل قبول تلقی نمود که شمع‌ها به اندازه کافی شکل‌پذیر بوده و حداقل به میزان ۵ برابر بُعد شمع ـ پس از لایه خاک مستعد روانگرایی ـ درون خاک غیرمستعد به روانگرایی فروکوفته یا استقرار یافته باشند. میزان مکفی شکل‌پذیری با ارضای ملزومات شکل‌پذیری اعضای تیر ستون بر اساس آیین‌نامه‌های معتبر طراحی سازه‌ها در برابر زلزله تأمین شده تلقی می‌گردد.

روند عملیاتی این روش در نگاره ۸ ـ ۱ نمایش داده شده است.

نگاره ۸ ـ ۱ ـ روند عملیاتی روش ارزیابی کنترل ظرفیت اعضا و اجزای واقع در مسیر انتقال نیروهای ناشی از زمین لرزه



۸-۳- ارزیابی به روش تعیین نسبت ظرفیت به تقاضا

در این روش نسبت ظرفیت به تقاضا برای اعضا و اجزایی از پل که در مسیر انتقال بارهای ناشی از زلزله قرار داشته و بروز خسارت در آنها در عملکرد لرزه‌ای پل حایز اهمیت است، محاسبه می‌گردد. در صورتی‌که نسبت ظرفیت به تقاضا بزرگ‌تر از یک باشد، ظرفیت عضو مورد نظر کافی تلقی می‌گردد.

از سوی دیگر، نسبت‌های ظرفیت به تقاضای کوچکتر از یک لزوماً بر نیاز پل به بهسازی دلالت ندارند و توصیه می‌شود از دیدگاه تأثیر عدم کفایت ظرفیت عضو یا جزء مزبور در ظرفیت باربری کلی پل و احتمال بروز خرابی کلی یا موضعی بررسی دقیق‌تری با بهره‌گیری از روش‌های دقیق‌تر به‌عمل آید.

نسبت‌های ظرفیت به تقاضا به منظور تعیین نیاز پل موجود به بهسازی و در مرحله بهسازی برای بررسی و ارزیابی گزینه‌های طرح‌های بهسازی به‌کارگرفته می‌شوند.

در این سطح دقت مطالعاتی، تقاضا براساس پاسخ الاستیک سازه حاصل از روش‌های بار یکنواخت یا تحلیل مدی طیفی محاسبه می گردد. این روش بر مطالعه نسبت‌های ظرفیت به تقاضای یکایک اعضا و اجزا تمرکز دارد. بنابراین به‌کمک این روش، دورنمایی تفصیلی از نارسایی‌های بالقوه پل به‌دست می‌آید. به احتمال غالب، این روش در مقایسه با روش بررسی ظرفیت پل به صورت مجموعه (مطابق بند ۸ـ۴ـ۲)، روش محافظه‌کارانه‌تری خواهد بود. به عبارت دیگر در این روش، از قابلیت پل برای باز توزیع تلاش‌ها و مشارکت سه بعدی اعضا و اجزا در یک فرایند تکرار بهره‌گیری نمی‌شود. بنابراین، در مواردی که پاسخ سازه به تحریکات ناشی از زلزله در حیطه رژیم الاستیک باشد، این روش نتایج قابل قبولی به دست می‌دهد؛ ولی در حالتی‌که پاسخ پل عمدتاً غیرخطی است، این روش بسته به میزان، کیفیت و قابلیت رفتار پل در حیطهٔ رژیم غیرخطی، از جمله چگونگی تشکیل مفاصل خمیری و گسترش پلاستیسیته در مواضع متفاوت پل، می تواند به نتایج محافظه‌کارانه‌ای منتج شود.

بنابراین توصیه می‌شود، در صورتی‌که مطالعات براساس این روش‌نشان‌دهنده تعدد اعضا و اجزا با نسبت ظرفیت به تقاضای کوچکتر از یک باشد ـ که می‌تواند بر گستردگی دامنه عملیات بهسازی دلالت داشته باشد ـ قبل از ارایه طرح بهسازی، بررسی‌های تفصیلی‌تر کمّی و تدقیق مطالعات با بهره‌گیری از روش‌های قابل اعتمادتر ارایه‌شده در بندهای ۸ ـ ۵ و ۸ ـ ۶ به عمل آید.

بسته به گروه بهسازی لرزه‌ای، اعضا و اجزایی که در چارچوب این روش مورد ارزیابی قرار داده می‌شوند، متفاوت خواهند بود. حداقل ملزومات ارزیابی در این روش به شرح زیر خواهد بود.

گروه بهسازی الف و ب

در موارد مشمول گروه‌های بهسازی الف و ب کنترل‌های لازم در زمینه‌های طول نشیمن تکیه‌گاه، نیروهای اتصالات، آرماتورهای محصورکننده، جزییات آرماتوربندی و روانگرایی صورت خواهد گرفت.

گروه‌های بهسازی ج تا هـ

علاوه بر موارد مذکور در فوق، باید نسبت ظرفیت به تقاضا برای موارد زیر نیز تعیین و مورد بررسی قرار داده شود:

ـ دَوَران شالوده و خاک زیر شالوده،

ـ مقاومت برشی شالوده،

ـ مقاومت خمشی شالوده،

ـ آرماتوربندی شالوده‌ها،

ـ طول مهاری آرماتور ستون در شالوده،

ـ وصله آرماتورها،

ـ مقاومت برشی، مقاومت خمشی و مقاومت ترکیبی برشی‌ـ‌خمشی ستون، با در نظرگرفتن اثر اندرکنش نیروهای محوری،

ـ ملزومات محصورشدگی بتن در ستون بتن آرمه،

ـ جابه‌جایی نسبی سازه عرشه نسبت به کوله‌ها،

ـ مقاومت کوله‌ها،

ـ مقاومت هرگونه اعضا یا اجزایی که در مسیر انتقال بارهای ناشی از زلزله نقش قابل ملاحظه‌ای ایفا می‌نمایند.

ظرفیت‌های لرزه‌ای عبارت‌اند از مقادیر نهایی اسمی بدون اعمال ضرایب کاهش مقاومتی که معمولاً در طراحی به کار برده می‌شوند. در مورد اعضای ستون بتن آرمه که آرماتوربندی آنها ضوابط آرماتوربندی به منظور ارایه رفتار و پاسخ شکل‌پذیر را ارضا می‌نمایند، منطقی خواهد بود که نسبت‌های ظرفیت به تقاضا با اعمال شاخص‌های شکل پذیری به منظور ملحوظداشتن اثر قابلیت تحمل تغییر شکل‌های پلاستیک ستون اصلاح گردند.

به طورکلی، کفایت یک پل در ارتباط با تقاضای لرزه‌ای با بررسی موارد زیر تعیین می‌گردد:

ـ بررسی تغییر مکان‌های تکیه‌گاه‌ها یا مفاصل میانی که احتمال شانه خالی‌کردن تکیه‌گاه و فرو افتادن بخشی از سازه عرشه در آن مواضع وجود دارد،

ـ مقاومت نهایی تکیه‌گاه‌های ثابت و اعضای مهاری آنها،

ـ ظرفیت شکل‌پذیری ستون‌ها، پایه‌ها و شالوده‌ها در ارتباط با تغییر شکل‌های هدف، که فراتر از این تغییرشکل‌ها، می‌توان انتظار داشت زوال مقاومت موضعی یا کلی اتفاق افتد یا در خدمت‌رسانی اختلال ایجاد گردد.

ـ تغییرمکان و جابه‌جایی کوله‌ها، که می‌توانند منجر به فروافتادن عرشه گردیده یا بهره‌برداری از پل را مختل سازند.

ـ تغییرمکان‌های شالوده‌ها به میزانی که منجر به گسیختگی سازه یا اختلال در خدمت‌رسانی پل گردند.

۸-۳-۱- انتخاب روش تحلیل

روش بار گسترده یکنواخت، به شرح مندرج در بند ۸-۳-۱-۱ را می‌توان در مورد پل‌هایی که دارای انتظام هندسی به شرح مندرج در جدول (۸ـ۱) باشند، به‌کار گرفت. در مورد سازه‌هایی که این شرایط را ارضا ننمایند، روش دینامیکی تحلیل طیفی چند مدی را می‌توان به عنوان ملزومات حداقل با توجه به موارد مندرج در بند ۸ـ۳ـ۱ـ۲ مورد استفاده قرار داد. روش تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی نیز در حالت کلی به عنوان گزینه‌ای دیگر برای پل‌های نامنظم قابل اعمال است.

کاربرد روش بار گسترده یکنواخت در مورد پل‌هایی مجاز است که محدودیت‌های مندرج در جدول ۸ـ۱را ارضا نمایند.

جدول ۸ ـ ۱ ـ محدودیت‌های کاربرد روش اعمال بار یکنواخت

حداکثر تعداد دهانه‌ها	۶
حداکثر زاویه مماس بر محور طولی کمان پل در پل‌های دارای قوس در پلان	۲۰
حداکثر زاویه تورب (کژی)	۱۵
حداکثر نسبت طول دهانه‌های مجاور	۱/۵
حداکثر نسبت سختی پایه‌های دهانه‌های مجاور	۱/۵
حد اکثر نسبت سختی هریک از پایه‌ها به میانگین سختی تمامی پایه‌های پل	۱/۷۵

۸-۳-۱-۱- روش اعمال بار یکنواخت

روش اعمال بار یکنواخت مبتنی بر مد ارتعاش اساسی سازه پل در هر دو امتداد طولی و عرضی می‌باشد که با فرض عملکرد پل به صورت سیستمی با یک درجه آزادی هماهنگی دارد. سختی معادل این سیستم تک درجه آزادی با محاسبه تغییرمکان جانبی حداکثر پل تحت تأثیر بار افقی دلخواه یکنواخت گسترده وارده بر پل در تراز عرشه پل در مرحله‌ای به دست می‌آید که این تغییرمکان به مقدار ۲۵/۴ میلی‌متر (یک اینچ) برسد. بار گسترده یکنواخت جانبی وارده در این مرحله بر اساس فرمول‌های نشان داده شده در نگاره شماره ۸ ـ ۲ محاسبه شده و بر آن اساس پریود ارتعاش آزاد پل در امتداد مورد نظر به دست می‌آید.

معادله بنیادین برای تعیین نسبت ظرفیت به تقاضا، r ، برای یک عضو یا جزء پل به شرح رابطهٔ ۸ ـ ۴ می‌باشد:

$$r = \frac{R_C - \sum Q_{NSI}}{Q_{EQ}} \qquad (۴-۸)$$

که در آن :

R_C ظرفیت تغییرمکانی نهایی اسمی یا ظرفیت نیرویی اسمی عضو سازه مورد نظر،

$\sum Q_{NSI}$ مجموع تقاضای تغییرمکانی یا نیرویی یک عضو، ناشی از عوامل و بارهای غیر لرزه‌ای، مطابق آیین‌نامه‌های معتبر بارگذاری پل‌ها (از جمله مشخصات فنی AASHTO LRFD - 2002)

Q_{EQ} تقاضای تغییرمکانی یا نیرویی عضو مورد نظر ناشی از بارگذاری لرزه‌ای می‌باشند.

نسبت‌های $\frac{C}{D}$ باید براساس ظرفیت نهایی اسمی اعضا بدون ملحوظداشتن، ضرایب کاهش ظرفیت معمول در آیین‌نامه‌های طراحی، φ، در نظر گرفته شوند تا ارزیابی در جهت نیل به محتمل‌ترین سطح خرابی به عمل آید.

نسبت‌های $\frac{C}{D}$ مورد بحث در این بند در صورت آنکه کمتر از یک باشند، بر نارسایی ظرفیتی تغییرمکانی یا نیرویی عضو دلالت دارند، ولی نیاز به بهسازی کلی پل را به طور صریح نشان نمی‌دهند. در صورت بسنده نمودن به ارزیابی کمّی به این روش، لازم است در ارزیابی رفتار کلی پل و قابلیت اطمینان پل در مقابل آثار ناشی از زلزله در اتخاذ تصمیم در مورد نیاز پل به بهسازی و دامنه و گستره بهسازی قضاوت مهندسی به‌کار گرفته شود. جزییات روش محاسباتی نسبت‌های ظرفیت به تقاضای اعضا و اجزای پل در همین فصل و فصل نهم و همچنین پیوست (ت) ارایه گردیده است.

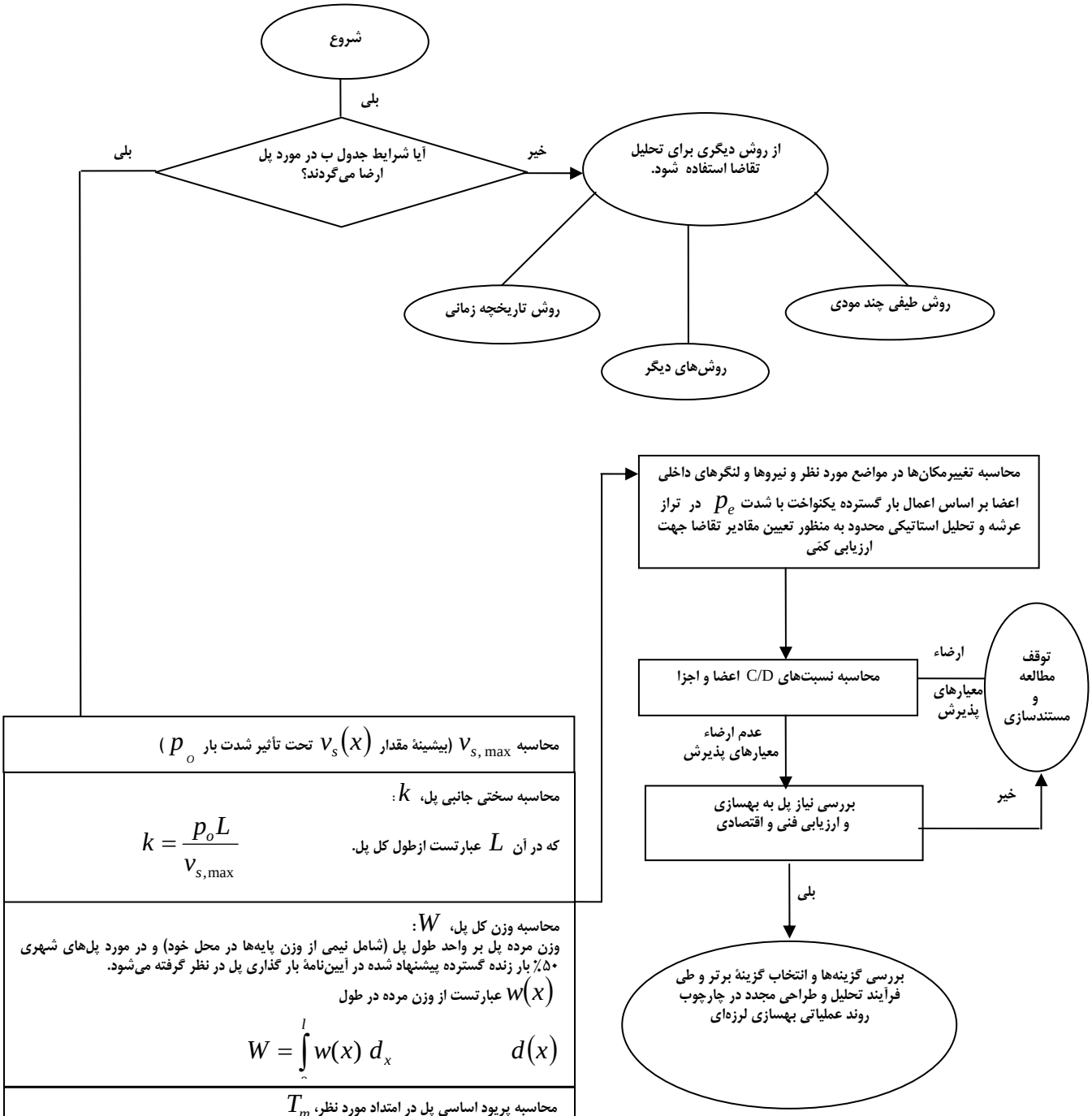
براساس پریود محاسبه شده، مقدار شتاب طیفی با استفاده از طیف‌های طراحی مورد استفاده محاسبه و متعاقباً نیروهای معادل استاتیکیِ نمایشگر آثار ناشی از زلزله بر این دسته از پل ها تخمین‌زده می‌شود.

این روش برای زلزله در هر دو امتداد طولی و عرضی پل قابل اعمال است و ماهیتاً روشی برای تخمین نیروهای استاتیکی معادل ناشی از زلزله به شمار می‌رود.

این روش در مشخصات فنی AASHTO - 1989 به تفصیل مورد اشاره قرار داده شده است.

نگاره ۸ـ۲ روند عملیاتی گام به گام این روش را به‌اختصار نشان می‌دهد.

نگاره ۸ ـ ۲ روند عملیاتی روش اعمال بار یکنواخت



۸-۳-۱-۲- روش تحلیل طیفی چند مودی

این روش در مورد پل‌هایی که در مدهای ارتعاش مسلط آنان اثر کوپله شدن بیش از یک امتداد از سه امتداد متعامد مختصات سیستم قابل ملاحظه می‌باشد، به عنوان ملزومات حداقل به‌کارگرفته می‌شود. در این حالات، لازم‌است مدل سه بعدی ارایه‌دهنده مشخصه‌های هندسی و خواص سختی و میرایی سازه و پی به‌منظور تحلیل دینامیکی طیفی چند مودی به نحو واقع‌گرایانه‌ای تهیه شود.

مبانی نظری این روش در پیوست الف مورد بحث قرار داده شده است. همچنین روند عملیاتی ارزیابی به روش نسبت‌های ظرفیت به تقاضای اعضا و اجزای پل در نگاره شماره ۸ـ۳ ارایه گردیده‌است.

معمولاً لازم‌است تعدادی از مدهای ارتعاش که از طریق ضرایب مشارکت مدی و درصدی از جرم مؤثر معادل نشان‌دهنده شمول حداقل۹۰٪ جرم مدی باشند، محاسبه و به روش‌های متداول ترکیب گردند. به این ترتیب، دقت مکفی در ارتباط با پاسخ سیستم سازه و همچنین اعضا و اجزای آن برای مقاصد طراحی حاصل می‌گردد.

در مواردی که بر اساس این راهنما تهیهٔ طیف طرح ویژهٔ ساختگاه الزامی دانسته نشده و همچنین در مواردی‌که ارزیابی به روش تک‌سطحی مبتنی بر دوره باز گشت ۴۷۵ ساله زمین‌لرزه مجاز تشخیص داده شده باشد، تحلیل پاسخ الاستیک را می‌توان براساس طیف طرح استاندارد شماره ۲۸۰۰ ایران برای هر مد ارتعاش صورت داد که برای حالات میرایی متفاوت با ۵٪ باید متناسباً اصلاح گردد. اگر نسبت میرایی پل را ζدرصد در نظر بگیریم، برای پریودهای ارتعاش بزرگ‌تر از T_S مقادیر طیف بازتاب آیین‌نامه را که براساس میرایی ۵٪ ارایه شده‌اند باید با ضریب مقیاس $(0.2\zeta)^{0.3}$اصلاح نمود. در مورد پریودهای ارتعاش کوچکتر از T_Sاین ضریب مقیاس برابر با $(0/2\zeta)^{0.5}$در نظر گرفته می شود. T_S در ضمیمه الف تعریف گردیده است. در هیچ حالتی، حتی با بهره‌گیری از تمهیدات میراگر، نباید ζرا بزرگ‌تر از ۳۰٪ در نظر گرفت.

در صورتی‌که در نظر باشد شیوه های ایزولاسیون ارتعاشی در بهسازی لرزه‌ای پل مورد استفاده قرار داده شود، در ارزیابی طرح بهسازی مزبور، مقیاس‌نمودن طیف تنها باید برای پریودهای بزرگ‌تر از ۸۰٪ پریود متناظر با پریود سیستم مؤثر ایزوله شده صورت گیرد.

در مواردی‌که براساس این راهنما، با توجه به طبقه‌بندی پل از نظر اهمیت، عمر مفید باقیمانده، شرایط ویژهٔ پل و خطر پذیری ترکیبی ساختگاهی، ارزیابی به روش مبتنی بر عملکرد و تحت تأثیر دو سطح خطر زمین‌لرزه الزامی دانسته شده باشد، در صورت عدم وجود اطلاعات مکفی در مورد مشخصات طیف طرح در دو سطح خطر مورد نظر، در حالتی‌که با توجه به ملزومات مندرج در فصل هفتم، ارزیابی بر اساس روش تحلیل دینامیکی طیفی چند مودی مجاز شناخته شده باشد، تهیهٔ طیف‌های طرح ویژهٔ ساختگاه اجتناب‌ناپذیر است. در این حالات، در مطالعات ارزیابی مبتنی بر عملکرد، طیف‌های متناظر با دو سطح خطر پیش‌بینی‌شده باید تعیین گردند. در مناطقی که مطالعات ریزپهنه‌بندی ژئوتکنیکی لرزه‌ای آنها با دقت کافی انجام شده باشد، معمولاً طیف‌های طرح برای دوره‌های بازگشت متفاوت برای ریزپهنه‌های مزبور تهیه گردیده‌است. با توجه به آنکه چنین مطالعاتی تنها در مناطق محدودی از کشور و با شیوه‌ها و دیدگاه‌های غیر همساز و مبتنی بر روابط کاهندگی متفاوت و گاه نامتجانس با ویژگی‌های لرزه زمین‌ساختی و ژئوتکنیکی منطقه و محل انجام گرفته‌است، تا تهیهٔ نتایج همساز مطالعات ریز پهنه‌بندی ژئوتکنیکی لرزه‌ای در سطح کشور، توصیه می‌شود طیف‌های طرح ویژهٔ ساختگاه بر اساس روش‌های قابل اعتماد مطالعات تحلیل خطر و برای نسبت‌های میرایی سازه موجود و

همچنین در صورت مسجل‌بودن نیاز به بهسازی بر اساس مطالعات ارزیابی کیفی، برای نسبت‌های میرایی محتمل سازه بهسازی شده، با توجه به دورنمایی که از شیوه‌های محتمل بهسازی پل متصور است، تهیه گردند.

نیروها و گشتاورهای داخلی اعضا و تغییرمکان‌های گره‌ها از طریق ترکیب کمیت‌های پاسخ مورد نظر با استفاده از نتایج مربوط به مدهای متفاوت را می‌توان از طریق روش ترکیب کوادراتیک کامل (CQC) به دست آورد. نیروها و تغییرمکان‌های حاصله از روش ترکیب CQC برای اغلب سیستم پل‌ها کفایت می نمایند؛ به ویژه در حالاتی که مؤلفه‌های حرکت زمین در جهات متفاوت مستقلاً بر سیستم اعمال می‌گردند.

در مواردی که مدهای ارتعاش آزاد پل با یکدیگر فاصله نسبتاً زیادی داشته و از یکدیگر به خوبی قابل تفکیک باشند، از روش ترکیب جذر مجموع مربعات (SRSS) نیز می‌توان به نتایج واقع‌گرایانه‌ای دست یافت.

تلاش‌ها و تغییرمکان‌های ناشی از اعمال توأم مؤلفه‌های متعامد حرکت زمین را می‌توان از طریق روش SRSS ترکیب کرد. در این روش مؤلفه‌های مزبور مستقل از یکدیگر فرض می‌گردند. این فرض در مورد پل‌ها از دقت قابل قبولی برخوردار است؛ ولی در مورد آثار حوزه نزدیک صادق نیست، زیرا در حوزه نزدیک، مؤلفه‌های متعامد آثار توأم و متقابلی خواهند داشت.

روش مجاز دیگر ترکیب آثار مؤلفه‌های متعامد انتقالی حرکت زمین شامل تحلیل آثار ناشی از مؤلفه‌های زلزله در جهات متعامد به طور مستقل و متعاقباً ترکیب۱۰۰٪ آثار ناشی از مؤلفهٔ حرکت زمین در هر امتداد مورد علاقه با ۳۰٪ آثار ناشی از مؤلفه‌های حرکت زمین در جهات متعامد آن، مطابق بند ۹ـ۴ـ۳ و ۹ـ۵ می‌باشد.

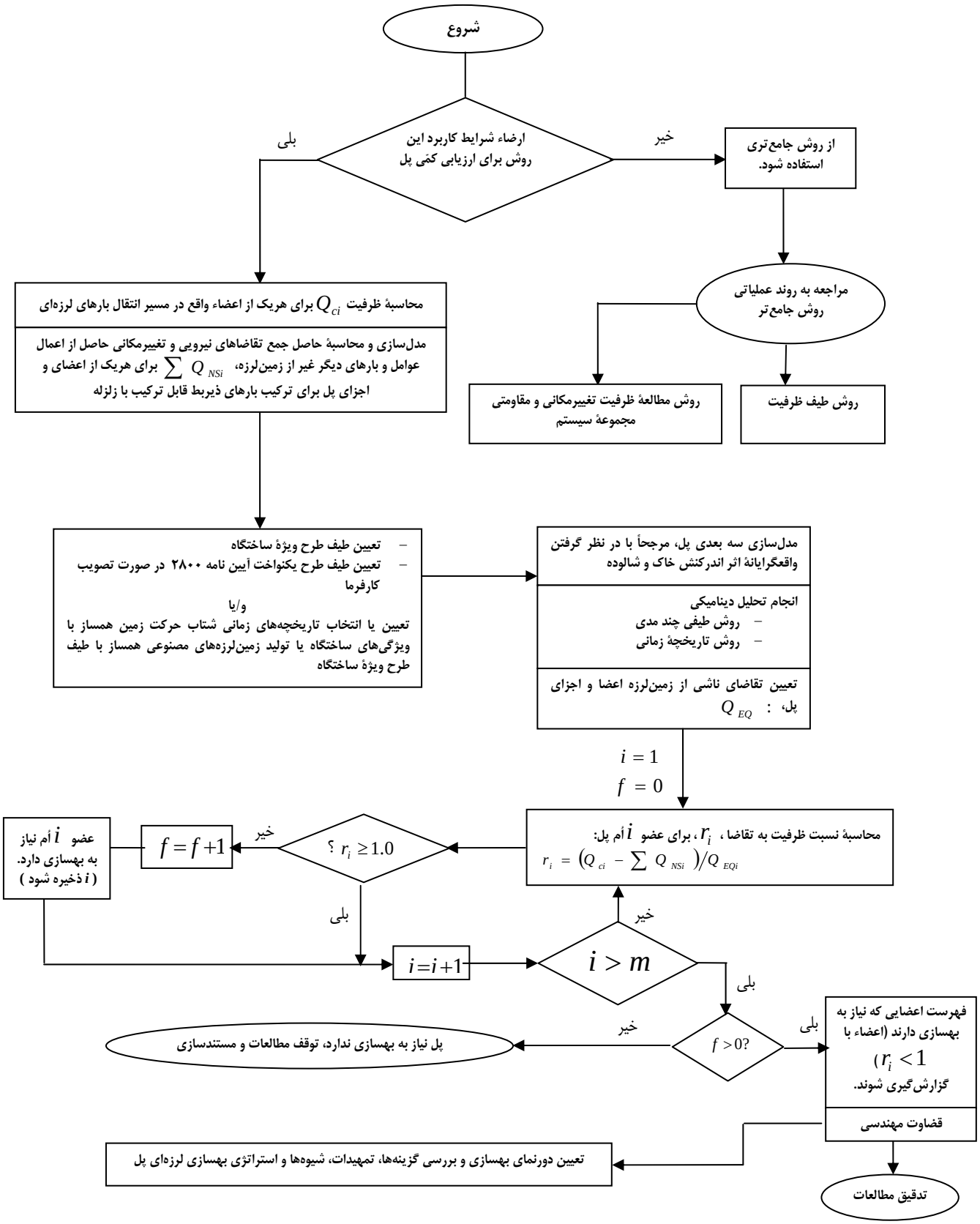
۸-۳-۱-۳-روش آنالیز دینامیکی تاریخچه زمانی خطی

در این روش توابع پاسخ تابع زمانِ تلاش‌ها و تغییرمکان‌های اعضا و گره‌های مدل سازه از طریق روش تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی محاسبه می‌گردند. این روش در رژیم رفتار خطی سیستم برای پل‌های منظم و نامنظم قابل کاربرد می‌باشد. در این روش باید حداقل سه مجموعه متمایز تاریخچه زمانی شتاب برای ساختگاه پل به صورت همساز با ویژگی‌های لرزه‌خیزی، لرزهٔ زمین‌ساختی و ژئوتکنیکی لرزه‌ای ساختگاه پل تهیه گردد.

بنابراین حداقل سه تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی باید برای مدل پل صورت گیرد.

هر مجموعه تاریخچه زمانی شتاب حرکت زمین باید مشتمل بر مؤلفه‌های مورد نظر حرکات انتقالی زمین مطابق بندهای ۹ـ۴ و ۹ـ۵ باشد. پاسخ بیشینه هر کمیت تقاضای مورد نظر باید از مجموعه نتایج این سه تحلیل برای ارزیابی به‌کار برده شود. در صورتی‌که تحلیل برای حداقل ۷ مجموعه تاریخچه زمانی حرکت زمین صورت گیرد، استفاده از میانگین مقادیر پاسخ کمیت مورد نظر حاصل از ۷ تحلیل مزبور برای ارزیابی کمّی به عنوان تقاضای کمیّت مورد نظر مجاز می‌باشد.

در صورت عدم دسترسی به مشخصه‌های تاریخچه زمانی حرکت زمین ویژه ساختگاه، می‌توان با استفاده از طیف طرح ویژه ساختگاه، تاریخچه‌های زمانی شتاب حرکت زمین را به صورت مصنوعی تولید نمود.



نگاره ۸ ـ ۳ ـ روند عملیاتی ارزیابی به روش نسبت‌های ظرفیت به تقاضای اعضا و اجزای پل

۸-۳-۲- محدودیت‌های کاربرد روش نسبت ظرفیت به تقاضای اعضا و اجزای پل

با توجه به آنکه در چارچوب این راهنما روش تحلیل در ارزیابی مبتنی بر نسبت ظرفیت به تقاضای اعضا و اجزای پل، در محدودهٔ رژیم الاستیک خطی صورت می‌گیرد، طبعاً این روش ارزیابی در مورد پل‌هایی به نتایج قابل قبول منتج می‌گردد که تحت تأثیر زلزله ماهیتاً و عمدتاً پاسخ الاستیک از خود ارایه می‌دهند. به عبارت دیگر، این روش برای گروه‌های بهسازی **الف** ، **ب** و **ج** در حالاتی قابل توجیه است که:

- پل در ساختگاه با خطرپذیری کم تا متوسط مستقر گردیده باشد به نحوی‌که با توجه به شرایط عمومی پل، انتظار رود پاسخ پل در حیطه رفتار خطی صورت گیرد؛ و یا
- بررسی پل در سطح عملکردی بهره‌برداری (سطح خطر ز_۱) مورد نظر باشد؛ هرگاه تراز عملکردی بهره‌برداری بلاوقفه برای آن در نظر گرفته شده و لازم باشد عمدتاً الاستیک باقی بماند.

تراز عملکردی بهره‌برداری بلاوقفه به ویژه برای پل‌های مهم واقع در مناطق با هرمیزان لرزه‌خیزی در سطح خطر ز_۱ مورد انتظار است.

همچنین در ارزیابی پل‌های مهم در سطح خطر (ز_۲) در مواردی که قابلیت استفاده بلاوقفه و خسارت حداقل مورد نظر است، (ترازهای عملکردی ع_۰ و ع_۱ و گروه‌های بهسازی د و هـ) روش ارزیابی از طریق بررسی نسبت‌های ظرفیت به تقاضای اعضا و اجزای پل قابل کاربرد است؛ زیرا در این حالت نیز محدود نمودن خسارات به میزان جزیی یا حداقل به معنی رفتار عمدتاً الاستیک سیستم و جلوگیری از تغییر مکان‌ها و جابه‌جایی‌های نسبتاً زیاد است که در بهره‌برداری بلاوقفه سیستم اختلال ایجاد خواهند نمود. ولی در این حالت باید توجه نمود که در مورد پل‌های مهم و در تراز عملکردی (ع_۰ و ع_۱) و در سطح خطر ز_۲، روش تحلیل طیفی مجاز نمی‌باشد و به عنوان ملزومات حداقل، تحلیل تقاضا باید از روش دینامیکی خطی و از نوع تاریخچه زمانی صورت گیرد.

۸-۴- روش طیف ظرفیت

۸-۴-۱-اسلوب‌شناسی

این روش ارزیابی، به طور غیرمستقیم (تلویحی) رفتار غیرالاستیک اعضا و سایر حالات حدی مرتبط با خرابی تکیه‌گاه‌ها و فروافتادن عرشه از تکیه‌گاه‌ها را در بر می‌گیرد و برای تخمین سریع ظرفیت پل موجود یا عملکرد تکیه‌گاه‌های آن تحت تأثیر زلزلهٔ مشخص به کار می‌رود. این روش مشروط بر احراز شرایط زیر، برای طراحی پل‌های جدید و همچنین ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای پل‌های موجود قابل کاربرد می‌باشد. این روش در مورد پل‌هایی می‌تواند مصداق داشته باشد که بتوان با دقت قابل قبولی، رفتار ارتعاشی آنها را به صورت سیستم تک‌درجهٔ آزادی تخمین زد. به عبارت دیگر برای قابلیت اطمینان مکفی برای اعمال این روش، باید پل دارای هندسهٔ منظم، توزیع یکنواخت جرم و سختی باشد. همچنین تغییرمکان عرشه در بالای کوله‌ها در هر دو امتداد طولی و عرضی پل برای کوله‌های متفاوت یکسان یا به اندازهٔ کافی نزدیک باشند.

۸-۴-۲- ظرفیت پل

۸-۴-۲-۱- کلیات

ظرفیت پل را از دیدگاه مقاومت در مقابل بارهای جانبی می‌توان بر اساس رابطهٔ بار- تغییرمکان حاصل از روش تحلیل بار افزون تعیین نمود. در این روش، منحنی‌های نمایشگر رابطهٔ بار جانبی و تغییرمکان مرکز جرم پل تهیه می‌شوند که در عین حال در رابطه با معیارهای ظرفیت تغییرمکانی و حالات حدی نهایی یا بهره‌برداری قابل بررسی خواهند بود.

شکل۸ ـ۴ یک منحنی بـار افزون ایده‌آل‌سازی شدهٔ نمونه را برای سـازه‌ای که از نظر رفتار خمشی شکل‌پذیر است، نمایش می‌دهد. این منحنی چندین ویژگی مرتبط با حالات حدی به شرح زیر را که در تبیین رفتار پل تحت تأثیر بار افزاینده حایز اهمیت‌اند، ارایه می‌دهد.

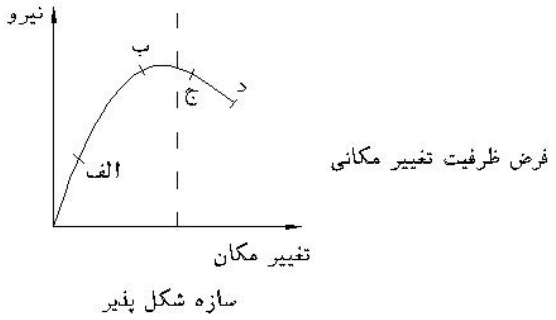
نقطه الف) شروع سیلان عمومی (پایان رفتار کلی الاستیک)،

نقطه ب) نقطهٔ بیشینهٔ تغییر شکل پلاستیک قبل از زوال مقاومت،

نقطه ج) آستانهٔ گسیختگی (به عنوان مثال شکست ناشی از خستگی کم‌تواتر یا ناپایداری ناشی از اثرات موسوم به $P.\Delta$)،

نقطه د) گسیختگی (ناشی از تشکیل مکانیسم ناپایدار پس از تشکیل مفاصل پلاستیک).

موارد فوق مشخصه‌های رفتاری پل‌های دارای سازهٔ عرشهٔ ممتد متکی بر ستون‌های شکل‌پذیر تلقی می‌گردند که دارای ظرفیت تغییرشکل فرا الاستیک قابل ملاحظه در ناحیهٔ تشکیل لولای پلاستیک می‌باشند که لازمه آن ارضای ملزومات شکل‌پذیری در طراحی و ساخت جزییات اجرایی ستون‌ها می‌باشد.



شکل ۸ـ۴ ـ نمونه‌ای از رابطهٔ نیرو- تغییرمکان برای سازه شکل‌پذیر

در مقابل خط چین: Δ_{max} (مطابق بند ۸ ـ۴ ـ۲ ـ۲)

در مورد پل‌های دارای دهانه‌های ساده، حالات حدی مرتبط متفاوت بوده و به شرح زیر خواهند بود (شکل ۸ ـ۵):

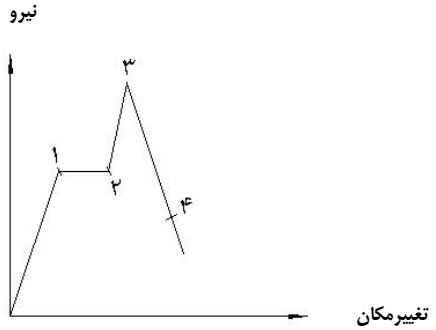
نقطه۱) شروع رفتار غیرخطی و سیلان عمومی (پایان رفتار الاستیک کلی)

نقطه۲) بسته شدن درز انبساط، درگیر شدن سازهٔ عرشه، دهانه و محدود شدن تغییرمکان فرا الاستیک

نقطه۳) خرابی تکیه‌گاه‌ها

نقطه۴) فرو افتادن عرشه از تکیه‌گاه‌ها یا سایر حالات تخریب و ناپایداری پل

این حالات حدی مربوط به رفتار عمدتاً تردشکن بوده و در پل‌های قدیمی‌تر محتمل‌تر به نظر می‌رسند. حتی اگر آرماتوربندی پایه‌ها نیز از نظر جزییات اجرایی و ایجاد منطقهٔ محصور، کفایت داشته باشند، احتمال بروز حالات حدی فوق‌الذکر در این نوع از پل‌ها منتفی نخواهد بود.



سازه با رفتارعمومی غیر شکل پذیر

شکل ۸ ـ ۵ ـ منحنی نیرو ـتغییر مکان نمونه برای سازه بارفتار کلی غیر شکل پذیر

۸ -۴-۲-۲- منحنی ظرفیت پل

منحنی ظرفیت پل به تقریب با منحنی دوخطی نمایش داده می‌شود (شکل ۸ ـ۶). با استفاده از علامت‌گذاری نشان داده شده در این شکل، ضریب C_C در تغییرمکان Δ به شرح زیر محاسبه می‌شود:

$$C_C = \frac{F}{W} \qquad (۵ _ ۸)$$

که در آن F عبارت است از نیروی افقی وارده بر پل:

$F = F_y + K_2(\Delta - \Delta_y)$ برای $\Delta > \Delta_y$ ،

$F = K_1\Delta$ برای $\Delta \le \Delta_y$ ،

W وزن جرم نوسان کننده (برابر با وزن سازهٔ عرشه و روسازی و بخشی از پایه‌ها و سرستون‌ها)،

F_y نیروی متناظر با حد رفتار کلی ارتجاعی سیستم،

Δ_y تغییرمکان متناظر با حد رفتار کلی ارتجاعی سیستم،

K_1 سختی الاستیک درجهت مورد نظر (عرضی یا طولی)،

K_2 سختی معادل خط رفتار الاستوپلاستیک د رامتداد مورد نظر (عرضی یا طولی)،

Δ_{max} تغییر مکان بیشینهٔ هدف که معمولاً به میزان کوچک‌ترین سه مقدار زیر فرض می‌گردد:

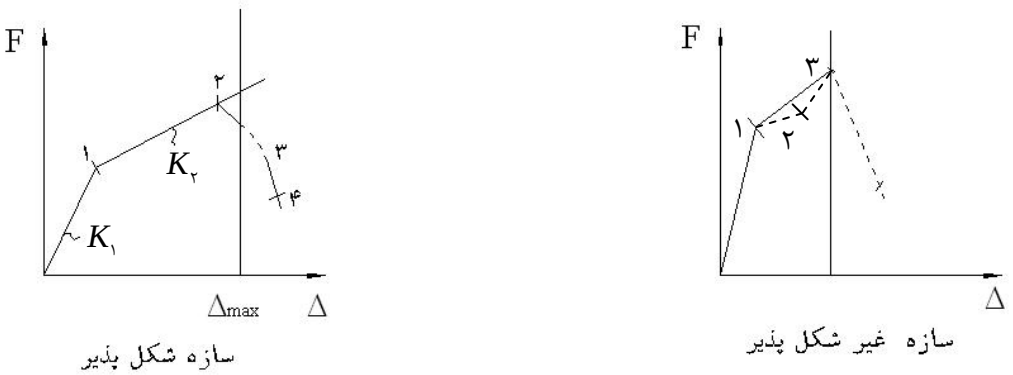
الف) بر اساس چرخش لولای پلاستیک: $\Delta_{max} \le \theta_p H$ که در آن θ_p برای ستون‌های بتن‌آرمه عبارت است از ۰/۰۳۵ و H ارتفاع آزاد ستون می‌باشد.

ب) بر اساس اثر $P.\Delta$:

$$\Delta_{max} \le ۰/۲۵\ C_C\ W'(H/P)$$

که در آن، W': وزن لرزه‌ای مرتبط با هر ستون و P: نیروی محوری ستون، ناشی از بارهای ثقلی می‌باشند.

پ) طول نشیمن تکیه‌گاه: $\Delta_{MAX} \le N_o$ ، که در آن N_o عبارت است از طول نشیمن موجود در محل تکیه‌گاه سازه عرشه متکی بر کوله یا سرستون.



شکل ۸ ـ۶ ـ نمونهٔ منحنی‌های ساده‌سازی شده رفتار تقریبی کلی سیستم برای سازه‌های شکل پذیر و غیر شکل پذیر

F_Y به صورت حاصل جمع مقاومت جانبی ستون‌های منفرد V_{ui} به شرح زیر به دست می‌آید (رابطه ۸ ـ۶):

$$F_y = \sum v_{ui} = \sum \left(\frac{M_n}{H} \right)_i \qquad (۸ - ۶)$$

که در آن M_n لنگر پلاستیک اسمی ستون iاُم می‌باشد که از منحنی اندرکنش ستون iاُم با حضور بار محوری و با توجه به ابعاد و جزییات اجرایی ستون تعیین می‌گردد . H ارتفاع آزاد ستون iاُم می‌باشد.

این حاصل جمع برای تمامی ستون‌های حامل سازهٔ عرشه جز کوله‌ها محاسبه می‌گردد. ستون‌های زیر تکیه‌گاه‌های انبساطی نیز از این مجموعه حذف می‌گردند. چون نیروهای محوری در این مرحله معلوم نیستند، به تقریب برابر با مقادیر بارهای ثقلی در نظر گرفته می‌شوند و بر آن اساس M_n محاسبه می‌گردد.

K_1 عبارت‌است از سختی الاستیک پل در امتدادهای عرضی و طولی پل که جز در مورد ستون‌های متقارن طره‌ای منفرد، عموماً در جهات متعامد متفاوت خواهد بود.

در محاسبات مربوط به ستون‌های بتن‌آرمه باید خواص مقطع ترک خورده ملحوظ شود. به این منظور، گشتاور اینرسی ستون برابر با ۵۰ درصد گشتاور اینرسی ظاهری در نظر گرفته می‌شود.

برای تعیین سختی می‌توان روش بار یکنواخت را به کار گرفت.

K_2 سختی ناحیهٔ الاستوپلاستیک منحنی رفتاری دوخطی است. K_2 را می‌توان به تقریب، حدود ۵٪ سختی الاستیک در نظر گرفت.

در حالت رفتار الاستیک – کاملاً پلاستیک، در مورد لولاهای پلاستیک ستون‌ها، بدون در نظر گرفتن اثر سخت‌شدگی کرنشی، K_2 را برابر با صفر در نظر می‌گیرند که در جهت تخمین کرانهٔ پایین ظرفیت ستون پس از آغاز جاری‌شدن آرماتورها خواهد بود. اگرچه این امر برای ارزیابی ستون‌ها محافظه‌کارانه به‌شمار می‌رود، ولی با توجه به آن‌که نیروهای قابل انتقال از ستون به اعضای

دیگر را نیز در جهت کرانهٔ پایین تخمین می‌زند (مانند سرستون، تکیه‌گاه یا شالوده‌ها و اتصالات مربوطه)، برای اعضایی که باید در قبال گسیختگی حفاظت شوند، کفایت نمی‌نماید. بنابراین نباید از $K_2 = 0$ برای ارزیابی اعضا و اجزای حفاظت شده استفاده نمود.

پل‌های متکی بر ستون‌های لاغر تحت تأثیر بار محوری قابل ملاحظه، در معرض بروز ناپایداری ناشی از اثر موسوم به $P.\Delta$ می‌باشند. در صورت عدم کفایت مقاومت ستون‌ها، تغییرمکان فزاینده و پیش‌روندهٔ پل به یک سمت محتمل بوده که می‌تواند نهایتاً به واژگونی و گسیختگی منتهی گردد.

معادلات تعادل نشانگر آن است که اثر $P.\Delta$ سختی جانبی ستون را کاهش داده و گاه شرایط ایجاد سختی منفی (نرم‌شدگی) پس از بروز جاری‌شدن را نیز فراهم می‌سازد. در این شرایط سختی فرا الاستیک، K'_2، به شرح زیر به دست می‌آید:

$$K'_2 = K_2 - \frac{P}{H} \qquad (۷ - ۸)$$

$$K'_2 = -\frac{P}{H} \quad \leftarrow \quad K_2 = 0 \qquad \text{هرگاه}$$

K'_2 سختی فرا الاستیک که در آن اثر $P.\Delta$ ملحوظ شده است،

K_2 سختی فرا الاستیک که در آن اثر $P.\Delta$ ملحوظ نشده است،

P بار محوری ناشی از بارها و عوامل غیر لرزه‌ای،

H ارتفاع آزاد ستون.

کاهش سختی ناشی از کاهش مقاومت به افزایش تغییرمکان منجر می‌گردد. لذا حالت حدی تغییرمکانی فوق به نحوی اختیار می‌شود که این اثر به ۲۵٪ ظرفیت عضو در تغییرمکان صفر (V_U) محدود گردد (رابطه ۸ ـ ۸).

$$\Delta_{MAX}\ \frac{P}{H} \le 0/25\ V_U \qquad (۸ - ۸)$$

با توجه به آنکه مقاومت جانبی را می‌توان به صورت حاصل ضرب ضریب زلزله (C_c) و وزن مؤثر لرزه‌ای وارده بر پایه (W') نوشت، معادله ۸ ـ ۸ را می‌توان به صورت ۸ ـ۹ بازنویسی کرد.

$$\Delta_{\max} \le 0/25\ C_c \left(\frac{W'}{P}\right) H \qquad (۹ - ۸)$$

نسبت $\frac{W'}{P}$ نباید برای پل دو دهانه بیش از ۲/۰ و برای پل چند دهانه بزرگ‌تر از ۱/۰ در نظر گرفته شود.

برای پل‌ها با پریود اساسی کوچکتر از $1/25T_s$ (به شکل ۲-۱ مراجعه شود)، $\Delta_{\max}$ با ضریب کاهش R_d کاهش داده می‌شود. در مورد چنین پل‌هایی، حالت حدّی تغییرمکان $\left(\Delta'_{\max}\right)$ را می‌توان از رابطه (۸ ـ ۱۰) محاسبه نمود.

$$\Delta'_{\max} = \frac{\Delta_{\max}}{R_d} \qquad (۱۰ - ۸)$$

اگر $T^* = 1/25T_s$ و $T_s = \frac{F_V S_1}{F_a S_s}$ (مطابق شکل ۲-۱) باشند،

$$R_d = \left(1 - \frac{1}{R}\right)\frac{T^*}{T} + \frac{1}{R} \quad , \quad \begin{cases} R \geq 1 \\ T < T^* \end{cases}$$

$$R_d = 1/0 \quad , \quad \begin{cases} R \geq 1 \\ T \geq T^* \end{cases}$$

$$R_d = 1/0 \quad , \quad \begin{cases} R < 1 \\ T \quad \text{برای تمامی مقادیر} \end{cases}$$

در روابط فوق،

T پریود ارتعاشی پل

R نسبت نیروی الاستیک ستون (F_{el}) به ظرفیت جانبی آن (V_u) یا: $R = F_{el}/V_u$ می‌باشند.

طول نشیمن لازم (N_o) نیز معادل بزرگ‌ترین مقادیر زیر در نظر گرفته می‌شود:

الف) $1/5\ \Delta'_{max}$

ب) حداقل طول نشیمن حاصل از رابطهٔ ۸- ۱

ارضای این ملزومات در بهسازی لرزه‌ای معمولاً پرهزینه است و به‌کارگیری قیود نگهدارنده و ضامن‌های ممانعت‌کننده از فروافتادن عرشه احتمالاً هزینه‌های کمتری را در بر خواهد داشت. مهندس طراحِ مسؤول طرح بهسازی لرزه‌ای باید در این مورد نیز همانند تمامی موارد نظیر، ارزیابی فنی و اقتصادی گزینه‌های متفاوت را برای انتخاب گزینهٔ برتر به عمل آورد.

۸-۴-۳- تقاضای ناشی از اعمال آثار مخرب زمین لرزه بر سازه

تقاضای ناشی از اعمال آثار زلزله بر پل را می‌توان از طریق طیف‌های پاسخ نمایش داد. معمولاً از طیف‌های پاسخ تغییرمکان و شتاب بهره‌گیری می‌کنند و طیف شتاب به میزان بیشتری مورد استفاده قرار می‌گیرد. مقادیر طیفی شتاب هرگاه با جرم مؤثر مرتبط با زلزله ضرب شوند، نیروهای لرزه‌ای وارده بر مرکز جرم پل را ارایه می‌دهند.

طیف پاسخ شتاب برای طراحی و بهسازی لرزه‌ای پل‌ها اغلب با فرض میرایی ویسکوز برابر ۵٪ در آیین‌نامه‌های ذیربط ارایه شده‌اند که باید برای مقادیر دیگر میرایی اصلاح شوند.

مقدار نسبت میرایی ۵٪ برای حالت رفتار الاستیک اغلب پل‌های بتن‌آرمه مشمول این راهنما مقدار مناسبی تلقی می‌گردد؛ ولی باید توجه داشت که پس از بروز سیلان و اعمال سایر خسارات بر پل، معمولاً میرایی افزایش می‌یابد. دو ضریب B_s و B_L به ترتیب برای در نظر گرفتن میرایی در حیطه پریودهای کوتاه و بلند منظور گردیده‌اند. در جدول ۸ ـ۲ روشی بـرای محاسبهٔ ضرایب B_s و B_L ارایه شـده است. ضرایب مزبور به نسبت شکل‌پذیری تغییر مکانی μ وابسته می‌باشند.

μ از طریق رابطه ۸ ـ ۱۱ تعریف گردیده‌است.

جدول ۸-۲- نسبت‌های میرایی ویسکوز مؤثر و مقادیر ضرایب میرایی B_s و B_L

نوع پایه‌ها	نسبت میرایی ویسکوز مؤثر ξ_{eff}	ضریب میرایی، B_s	ضریب میرایی، B_L
ستون‌های غیرشکل‌پذیر که به طور معمول بدون آگاهی از مفاهیم نوین طراحی لرزه‌ای پل‌ها طراحی شده‌اند.	$۰/۰۵+۰/۱۶\left(۱-\frac{۱}{\mu}\right)$	$\left(\frac{\xi_{eff}}{۰/۰۵}\right)^{۰/۵}$	$\left(\frac{\xi_{eff}}{۰/۰۵}\right)^{۰/۳}$
ستون شکل‌پذیر طراحی‌شده بر اساس مفاهیم جدید طراحی لرزه‌ای ستون‌ها	$۰/۰۵+۰/۲۴\left(۱-\frac{۱}{\mu}\right)$		
تکیه‌گاه‌های لغزشی	۰/۲۰		

$$\mu = \Delta / \Delta_y \qquad (۸ - ۱۱)$$

که در آن

Δ تغییر مکان متناظر با محاسبه شکل‌پذیری (تغییرمکان متناظر با شکل‌پذیری μ) و

Δ_y تغییر مکان در مرحله آغازین جاری شدن می‌باشند.

ضریب تقاضای زلزله، C_d، مطابق رابطه ۸ ـ ۱۲ تعریف و محاسبه می‌گردد.

$$C_d = S_a / g \qquad (۸ - ۱۲)$$

که در آن:

S_a عبارت است از شتاب طیفی که در صورت موجود بودن داده‌های مرتبط با ریزپهنه‌بندی لرزه‌ای می‌توان آن را با توجه به تعاریف شکل ۲ـ۱ بر حسب مقادیر پریود ارتعاش سازه بر اساس روابط ۸ـ۱۳ـ الف یا ۸ـ۱۳ـ ب اختیار کرد:

$$S_a = \begin{cases} g\left[\frac{F_V.S_۱}{B_۱.T}\right] & , \quad T \geq T_s \qquad (۸ \text{ـ} ۱۳ \text{ـ الف}) \\ g\left[\frac{F_a.S_s}{B_s}\right] & , \quad T < T_s \qquad (۸ \text{ـ} ۱۳ \text{ـ ب}) \end{cases}$$

C_d را همچنین می‌توان به جای پریود بر حسب تغییر مکان طیفی، S_d، به شرح زیر تعریف نمود.

$$S_d = \frac{S_a}{\omega^۲} = S_a\left[\frac{T^۲}{۴\pi^۲}\right] = \left[\frac{F_V.S_۱}{B_L}\right] \times \frac{T_g}{۴\pi^۲} \qquad (۸-۱۴)$$

که در آن ω عبارت است از فرکانس زاویه‌ای بر حسب رادیان بر ثانیه؛ لذا

$$\omega = \frac{۲\pi}{T} \qquad (۱۵-۸)$$

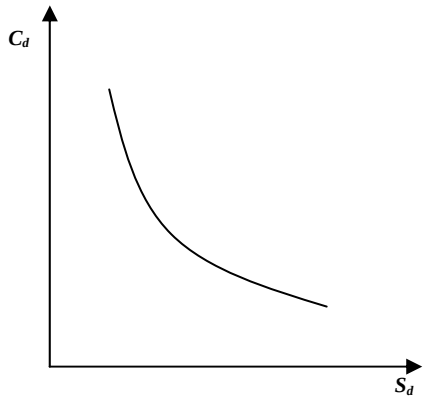
با استفاده از روابط ۸-۱۲ ، (۸ ـ ۱۳ـ الف) ، ۸-۱۴ و ۸ ـ ۱۵ و با حذف T برای حیطهٔ پریودهای طولانی خواهیم داشت:

$$C_d = \left[\frac{g}{S_d}\right]\left[\frac{F_V S_1}{2\pi B_L}\right]^2 \quad , \quad T \geq T_S \qquad (۸ ـ ۱۶ ـ \text{الف})$$

رابطهٔ بین C_d و S_d برای مقدار مشخص ضریب میرایی B_L در شکل ۸ـ۷ نشـان داده شد. ملاحظه می‌شـود که در حیطـهٔ پریودهای طولانی، C_d با افزایش S_d ، همانند رابطه C_d با پریود، کاهش می‌یابد.

با ترکیب معادلات ۸ـ۱۲، (۸ـ۱۳ـب)، ۸ـ۱۴ و ۸ـ۱۵رابطهٔ C_d برای حیطهٔ پریودهای کوتاه به صورت (۸ـ۱۶ـب) حاصل می‌گردد.

$$C_d = \frac{F_a . S_S}{B} \quad , \quad T < T_S \qquad (۸ ـ ۱۶ـب)$$



شکل ۸-۷- تغییرات ضریب تقاضای لرزه‌ای بر حسب تغییر مکان طیفی برای مقدار معین ضریب میرایی B_L

۸-۴-۴-طیف نسبت ظرفیت به تقاضا

با ترکیب رابطهٔ ظرفیت و طیف تقاضا در یک نگاره، طیف نسبت ظرفیت به تقاضا حاصل می‌گردد. به‌این ترتیب، نسبت‌های ظرفیت به تقاضا برای پل کامل تحت تأثیر زلزله مشخص به‌دست می‌آید و در عین حال، پاسخ‌های نیرویی و تغییرمکانی پل را به زلزلهٔ معین در اختیار قرار می‌دهد.

۸-۴-۴-۱- محاسبهٔ نسبت‌های ظرفیت به تقاضای پل

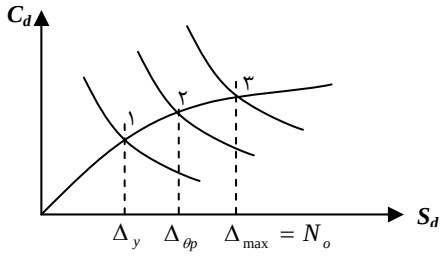
شکل۸ ـ۸ طیف نسبت ظرفیت به تقاضا را که در آن سه حالت حدی در ارتباط با منحنی نشانگر ظرفیت مشخص گردیده‌اند، نشان می‌دهد. تغییرمکان‌های مرتبط با این حالات حدی به شرح زیر در نظر گرفته شده‌اند:

$\Delta_{LS۱} = \Delta_y$ تغییرمکان در مرحلهٔ آغازین جاری‌شدن،

$\Delta_{LS۲} = \Delta_{\theta p}$ تغییرمکان متناظر با میزان معینی از چرخش لولای پلاستیک، به عبارت دیگر: $\Delta_{LS2} = \theta_p H$؛ در مورد مقادیر متفاوت θ_p متناظر با حالات حدی متفاوتِ ستون در فصل نهم توضیحات لازم ارایه شده‌اند.

$\Delta_{LS۳} = N_o$ طول نشیمن موجود سازهٔ عرشه بر کوله یا سر ستون.

همچنین ضریب ظرفیت مرتبط با هر یک از حالات حدی را با C_{CLS} نشان می‌دهیم.



شکل ۸ ـ ۸

در هر حالت حدی، با برابر قرار دادن

$$\begin{cases} C_d = C_{CLS} \\ S_d = \Delta_{LS} \end{cases} \qquad (۸ـ۱۷)$$

و با استفاده از روابط قبل خواهیم داشت:

$$\left[\frac{g}{\Delta_{LS}}\right] \times \left[\frac{S_{D۱}}{۲\pi.B_L}\right]^۲ = C_{CLS} \qquad (۸ـ۱۸)$$

که از آن

$$\left(S_{D۱}\right)_{LS} = ۲\pi B_L \sqrt{C_{CLS}\,\frac{\Delta_{LS}}{g}} \qquad (۸ـ۱۹ـالف)$$

رابطهٔ فوق برای سازه‌های دارای پریود قابل ملاحظه $T \geq T_S$ صادق می‌باشد.

برای حالت $T < T_S$،

$$\left(S_{DS}\right)_{LS} = B_S.C_{CLS} \qquad (۸ ـ ۱۹ ـ ب)$$

B_s و B_L از یک حالت حدی به حالت حدّی دیگر مقادیر متفاوتی خواهند داشت و به عبارت دیگر، تابع تغییرمکان می‌باشند؛ ولی برای مقادیر دانستهٔ Δ_{LS} مرتبط با هر حالت حدّی مشخص،می‌توان مقادیر B_s و B_L را محاسبه نمود.

$\left(F_a.S_{۱}\right)_{LS}$ یا $\left(F_a.S_S\right)_{LS}$ در واقع معیاری برای اندازهٔ زلزله‌ای است که منجر به نیل به حالت حدی LS می‌گردند. به عبارت دیگر، این کمیت‌ها به گونهٔ غیرمستقیم نمایشگر ظرفیت پل می‌باشند که بر حسب بزرگای زلزله لازم برای نیل به ظرفیت متناظر با حالت حدّی مربوط به‌کارگرفته می‌شوند. این معیار را می‌توان با تقاضای تعیین‌شده برای پل برحسب همان کمّیت مقایسه نمود. این تقاضاها را می‌توان به صورت $\left(F_V.S_1\right)_d$ و $\left(F_a.S_S\right)_d$ بیان نمود.

به همین ترتیب، نسبت ظرفیت به تقاضا (r_{Lsi}) را می‌توان برای حالت حدی iام به شرح زیر تعریف نمود:

برای $T \geq T_S$,
$$r_{Lsi} = \frac{(F_2.S_1)_{Lsi}}{(F_V.S_1)_d}$$

$T < T_S$,
$$r_{Lsi} = \frac{(F_a.S_s)_{Lsi}}{(F_a.S_s)_d}$$

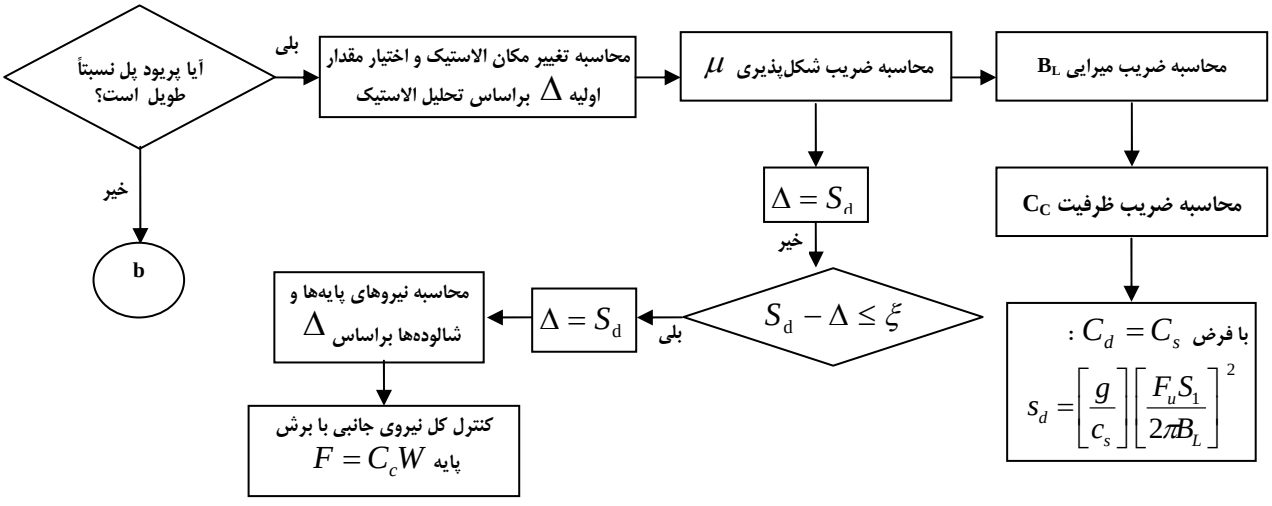
- در صورتی‌که $r_{LSi} \geq ۱/۵$ احتمال بروز حالت حدی مورد بحث نخواهد بود.
- در حالتی‌که $۱/۵ > r_{LSi} \geq ۱.۰$، احتمال بروز حالت حدی وجود خواهد داشت و احتمال دارد، نیاز باشد، تدابیری اتخاذ گردد و اقدامات عملی صورت پذیرد.
- در حالت $r_{LSi} < ۱.0$ بروز حالت حدی مورد انتظار خواهد بود و اتخاذ تدابیر بهسازی به‌منظور ارتقای قابلیت پذیرش تغییرشکل (یا افزایش ظرفیت شکل‌پذیری) پل باید مورد توجه قرارداده شود.
- در حالات حدی متفاوت ممکن است اتخاذ تدابیر متفاوتی مانند: افزایش طول نشیمن، بهره‌گیری از مقیدکننده‌های تکیه‌گاهی و یا ایجاد پوشش محصور کننده دور ستون‌ها، مورد نیاز باشد.

۸-۴-۴-۲- محاسبهٔ پاسخ پل

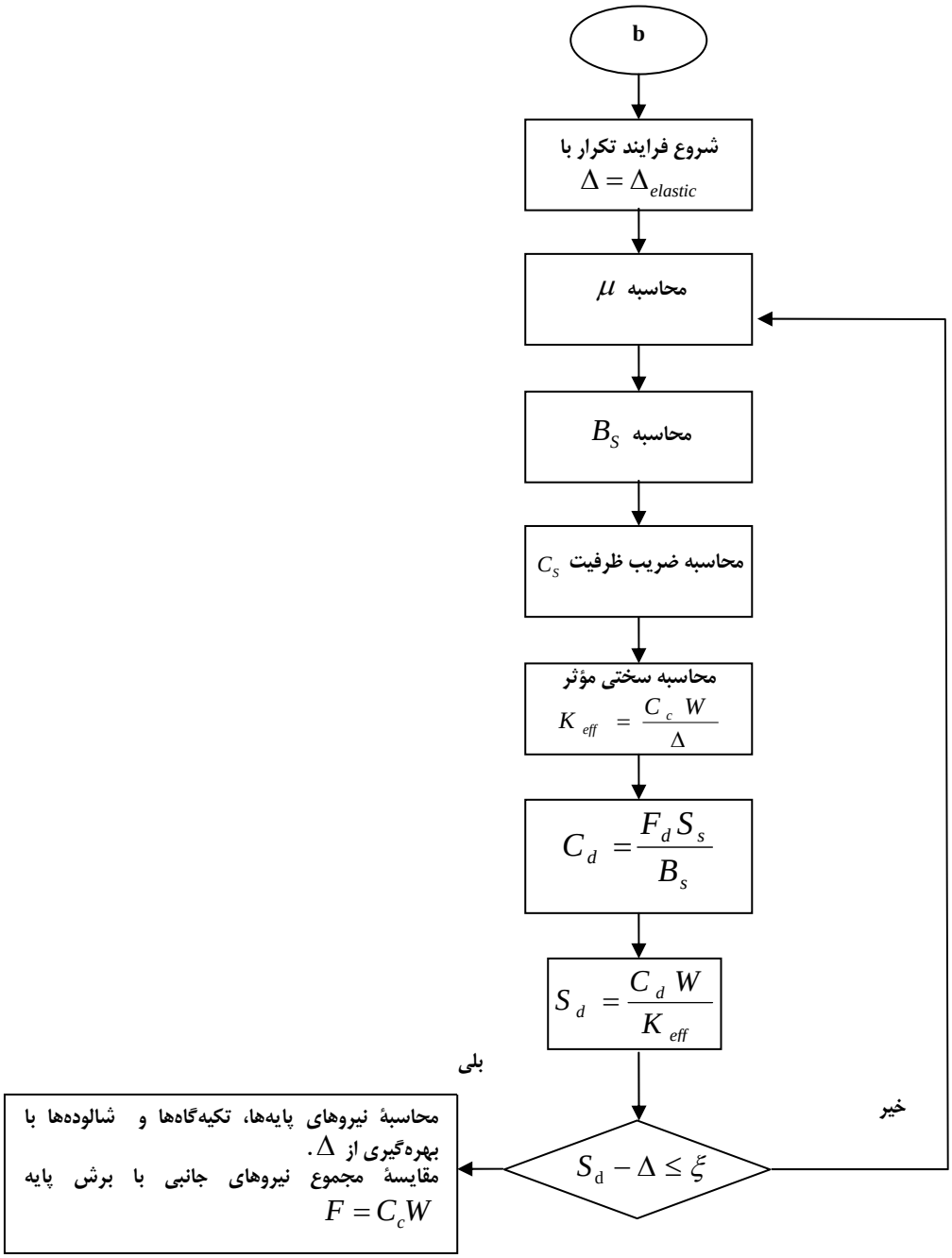
طیف نسبت ظرفیت به تقاضا را می‌توان برای تعیین پاسخ پل با طیف ظرفیت معین (به صورت رابطه دانستهٔ C_v بر حسب Δ) برای زلزله‌ای با طیف تقاضای مشخص به‌صورت رابطهٔ دانستهٔ C_d بر حسب S_d) به کار گرفت.

صعوبت امر از آنجا نشأت می‌گیرد که تغییرمکان نهایی نامشخص است و ضریب ظرفیت C_c و ضریب میرایی B_L را نیز نمی‌توان از ابتدا محاسبه نمود. بنابراین لازم است از روش تکرار بهره‌گیری شود. فرایند محاسبات با تخمین اولیهٔ تغییرمکان آغاز می‌گردد و روند تکرار تا مرحله‌ای ادامه می‌یابد تا مقدار مفروض و مقدار محاسبه شده به میزان کافی نزدیک شده باشند.

روند عملیاتی گام به‌گام به‌شرح نشان داده شده در نگاره ۸ـ۹ به‌کار گرفته می‌شوند.



نگاره ۸ ـ ۹ ـ روند عملیاتی تعیین پاسخ پل به روش نسبت طیف‌های ظرفیت به تقاضا



نگاره ۸ ـ ۹ ـ ادامه- روند عملیاتی تعیین پاسخ پل به روش نسبت طیف‌های ظرفیت به تقاضا

با ادغام موارد مندرج در بندهای ۸-۴-۴-۱ و ۸-۴-۴-۲ روند عملیاتی شامل سه گام الف، ب و ج به شرح زیر حاصل خواهد شد:

الف

الف- ۱:

- تعیین مقادیر طیفی S_1 و S_S و ضرایب ساختگاه Fv و Fa برای زلزله مورد نظر .
- محاسبه مقادیر حاصلضرب‌های $F_d S_S$ و $F_v S_1$

الف- ۲:

- محاسبه پریود انتقال T_s بین ناحیه پریود کوتاه و پریود طولانی طیف تقاضا

الف- ۳:

- محاسبه وزن عرشه و سختی الاستیک K_1 در دو امتداد طولی و عرضی پل.
- تخمین سختی فرا الاستیک K_2

الف- ۴:

- محاسبه پریود الاستیک سازه (T) در هر امتداد (عرضی و طولی) به کمک یکی از روش‌های: بار یکنواخت یا تحلیل مقادیر مشخصه
- مقایسه پریود با T_s

الف- ۵:

- محاسبه پاسخ الاستیک:

برای پل با پریود ارتعاش کوتاه:

$$\Delta_{el} = \frac{F_{el}}{K_1} \qquad \text{و} \qquad F_{el} = F_a S_s V$$

برای پل با پریود ارتعاش طویل:

$$\Delta_{el} = \frac{F_{el}}{K_1} \qquad \text{و} \qquad F_{el} = \frac{Fv S_1 W}{T}$$

الف- ۶:

- محاسبه F_y در هر دو امتداد متعامد طولی و عرضی پل

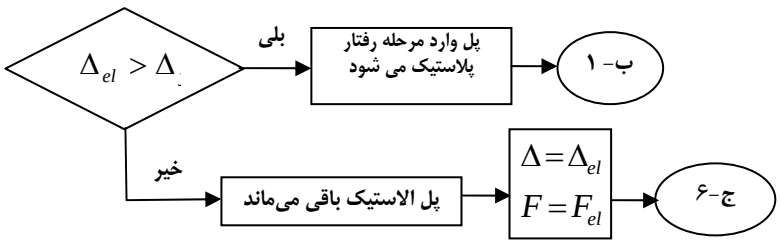
$$Fy = \sum V_{ui} = \sum (M_n / H)_i$$

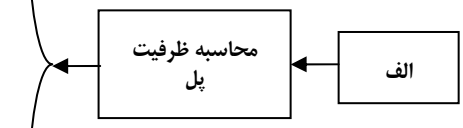
که در آن **i** شمارهٔ ستون و $\mathbf{M_n}$ ظرفیت اسمی خمشی ستون تحت تأثیر بار ثقلی می‌باشد.

- محاسبه Δ_y: $\Delta_y = F_y / K_1$

الف- ۸:

- مقایسهٔ Δ_y با Δ_{el} :





ب

کنترل‌های نسبت‌های ظرفیت به تقاضا محاسبه مقادیر $\frac{C}{D}$

ب- ۱:

- تعیین حالات حدی ذیربط
- تخمین یا محاسبه تغییرمکان‌های متناظر (Δ_{LS}) برای هر حالت حدی ذیربط

ب- ۲:

- محاسبه ضریب ظرفیت C_c در هر حالت حدی

ب- ۳:

- برای پل‌های با پریود ارتعاش کوتاه:
  محاسبه ضریب میرایی B_s برای هر حالت حدی
- برای پل‌های با پریود ارتعاش طویل:
  محاسبه ضریب میرایی B_L برای هر حالت حدی

ب- ۴:

- محاسبه بزرگای زلزله و سطح خطر زمین‌لرزه متناظر با هر حالت حدی

$$(F_v S_1)_{LS} = 2\pi B_L \sqrt{\left[C_{CLS} \frac{\Delta_{LS}}{g}\right]} \quad \text{و} \quad T \geq T_S$$

$$(F_d S_s)_{LS} = B_S C_{CLS} \quad \leftarrow \quad T < T_s$$

ب- ۵:

- محاسبه نسبت‌های ظرفیت به تقاضا: $\frac{C}{D}$ برای هر حالت حدی:

$$r_{LS} = \frac{(F_v S_1)_{LS}}{(F_v S_1)_d} \quad \text{و} \quad T \geq T_S$$

$$r_{LS} = \frac{(F_a S_s)_{LS}}{(F_a S_s)_d} \quad \text{و} \quad T < T_S$$

ب- ۶:

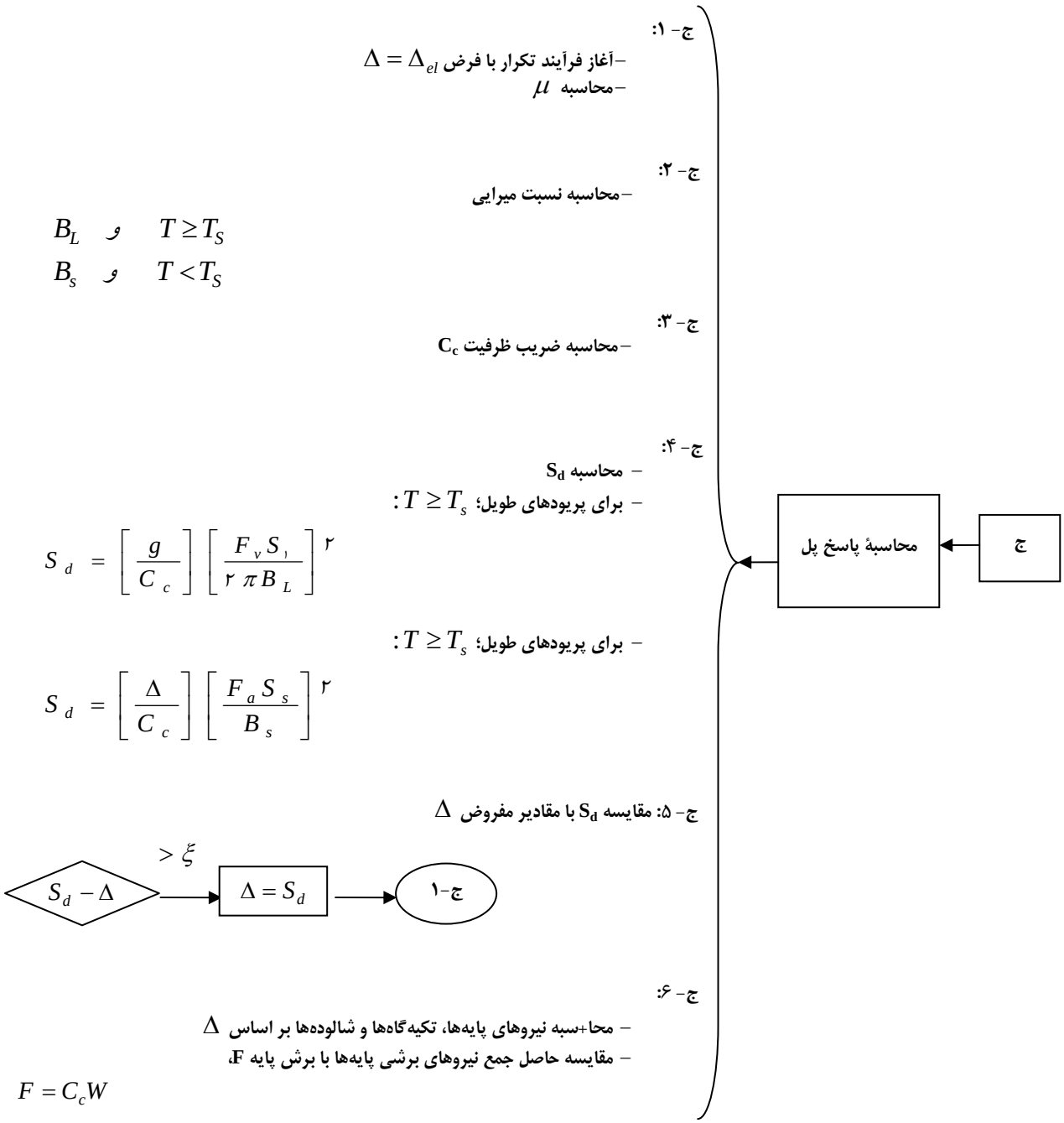
بررسی نسبت‌های $\frac{C}{D}$:

$r_{LS} \geq 1/5 \rightarrow$ احتمال بروز حالت حدی وجود ندارد

$1/5 > r_{LS} \geq 1$ نیاز به بهسازی ⟵ احتمال بروز حالت حدی وجود دارد.

$1/0 \geq r_{LS}$ نیاز به بهسازی قطعی است ⟵ احتمال بروز حالت حدی زیاد است.

بهسازی می‌تواند بسته به مورد شامل افزایش شکل‌پذیری، افزایش طول نشیمن، استفاده از ضامن یا قیود تکیه‌گاهی، دور پیچ ستون‌ها و نظایر آن باشد.


ج
محاسبهٔ پاسخ پل
ج- ۱:
-آغاز فرآیند تکرار با فرض $\Delta = \Delta_{el}$
-محاسبه μ
ج- ۲:
-محاسبه نسبت میرایی
$T \geq T_S$ و B_L
$T < T_S$ و B_s
ج- ۳:
-محاسبه ضریب ظرفیت C_c
ج- ۴:
- محاسبه S_d
- برای پریودهای طویل؛ $T \geq T_s$:
$S_d = \left[\frac{g}{C_c}\right]\left[\frac{F_v S_1}{2\pi B_L}\right]^2$
- برای پریودهای طویل؛ $T \geq T_s$:
$S_d = \left[\frac{\Delta}{C_c}\right]\left[\frac{F_a S_s}{B_s}\right]^2$
ج- ۵: مقایسه S_d با مقادیر مفروض Δ
$S_d - \Delta$
$> \xi$
$\Delta = S_d$
ج-۱
ج- ۶:
- محا+سبه نیروهای پایه‌ها، تکیه‌گاه‌ها و شالوده‌ها بر اساس Δ
- مقایسه حاصل جمع نیروهای برشی پایه‌ها با برش پایه F،
$F = C_c W$

۸-۴-۵- محدوده کاربرد روش طیف ظرفیت

کاربرد روش طیف ظرفیت در مورد پل‌هایی مجاز است که شروط زیر را ارضا نمایند:

- پل در هر دو امـتداد متعامد طولی و عـرضی عمدتاً به صورت سازه تک درجهٔ آزادی رفتار نماید (پل تک عرشه‌ای منظم و با توزیع یکنواخت جرم و سختی)،
- در هر یک از دو امتداد متعامد طولی یا عرضی پل، تغییرمکان در بخش فوقانی تمامی پایه‌ها تقریباً مساوی باشد. به عبارت دیگر، عـرشه باید قابلیت عملکرد به صورت دیافراگم صلب متکی بر تکیه‌گاه‌های الاستومر را دارا باشد، یا آنکه پل دارای هندسه منتظم و وزن تقریباً یکنواخت و پایه‌های با سختی تقریباً یکسان بوده و طول آن به میزانی باشد که کوله‌های آن اثر اندکی در پاسخ عرضی پل داشته باشند.
- در صورت ارضای تمامی موارد زیر، روش طیف ظرفیت قابل کاربرد خواهد بود:
- طول بزرگ‌ترین دهانه از ۶۰ متر تجاوز ننماید.
- نسبت طول دهانه حداکثر و حداقل از ۱/۵ تجاوز ننماید.
- در مورد پل‌های مورب، زاویه تورب (کژی) از $^{\circ}$۱۵ تجاوز ننماید.
- اختلاف زاویه تورب دهانه‌های متوالی از $^{\circ}$۵ تجاوز ننماید.
- برای پل‌های دارای قوس در پلان، زاویه بین خط مماس بر محور ورودی و خط مماس بر محور خروجی از $^{\circ}$۲۰ تجاوز ننماید.
- نسبت سختی پایه‌های پل (نسبت سختی سخت ترین پایه به انعطاف‌پذیرترین پایه پل) با در نظرگرفتن اثر سختی شالوده از ۲ تجاوز ننماید.
- نسبت مقاومت جانبی بیشینه و کمینهٔ پایه‌ها از ۱/۵ تجاوز ننماید.

۸-۵- روش بررسی نسبت ظرفیت به تقاضای سازه (روش بار افزون)

این روش برای محاسبهٔ نسبت ظرفیت به تقاضای سازه به کارگرفته می‌شود و در واقع مبتنی بر روش تحلیل غیرخطی استاتیکی می‌باشد. در ابتدا لازم است ارزیابی ظرفیت تغییرمکانی با تحلیل بار افزون به عمل آید.

چنین تحلیلی باید هریک از حالات حدی ذیربط و ترازهای عملکردی پل را با در نظرگرفتن اثر $P\Delta$ دربرگیرد. همچنین لازم است تحلیل طیف پاسخ برای تعیین تقاضای تغییرمکانی پل به عمل آید.

۸-۵-۱- ارزیابی ظرفیت تغییرمکانی پل

هدف از ارزیابی ظرفیت تغییرمکانی پل تعیین تغییرمکانی است که در آن اعضای مقاوم در مقابل زلزله به ظرفیت تغیـیرشکلی فرا الاستیک خـود نایل می‌گردند. حالات و مـیزان خـسارت بر اسـاس حـد تغییرشکل موضـعی تعریف و تبیین می‌گردد. لذا میزان

دوران لولای پلاستیک، نشست شالوده، یا بلندشدگی و جابه‌جایی کوله‌ها به‌عنوان شاخص‌های میزان خسارت تلقی می‌گردند. تغییرمکان ممکن است با افت ظرفیت یا زوال مقاومت ناشی از تغییرشکل‌های فراالاستیک یا اثر $P\Delta$ محدود و کنترل گردد.

این ارزیابی معمولاً برای یکایک پایه‌های پل اعمال می‌گردد تا رفتار بار- تغییرمکان جانبی آنان مشخص گردد. اعمال این روش باید به طور جداگانه در دو امتداد متعامد طولی و عرضی صورت گیرد.

تغییرمکان متناظر با نیل نخستین عضو سازه‌ای پایه به ظرفیت خود معرف ظرفیت تغییرمکانی پایه خواهد بود.

مدل مورد استفاده برای این تحلیل باید مشتمل بر تمامی اجزای سهیم در مقاومت جانبی پایه بوده، روابط واقع‌گرایانه‌ای در زمینه بار- تغییرشکل این اعضا را شامل گردد.

برای پایه‌های دارای هندسهٔ ساده، ظرفیت بیشینهٔ تغییرمکانی را می‌توان با فرض مکانیسم‌های پلاستیک محتمل و ظرفیت تغییرمکانی مجاز حداکثر برای مفاصل پلاستیک و شالوده‌ها تعیین نمود. هرگاه اندرکنش بین نیروی محوری و لنگر خمشی قابل ملاحظه باشد، با بهره‌گیری از فرایند تکرار می‌توان ظرفیت متناظر با مکانیسم گسیختگی را تعیین نمود.

اگرچه عملاً در بسیاری از موارد نیروها از پایه به پایه دیگر قابل توزیع می‌باشند، در این روش معمولاً ارزیابی ظرفیت تغییرمکانی برای هر پایه به طور جداگانه صورت می‌گیرد. این امر به ویژه در مورد پل‌های با پایه‌های دارای سختی متفاوت از دقت مطالعات می‌کاهد. معذلک مطالعه هر یک از پایه‌ها، به منظور تعیین ظرفیت تغییرمکانی بیشینه آن مفید خواهد بود. این ظرفیت متعاقباً با نتایج تحلیل تقاضای الاستیک مقایسه می‌گردد. در تحلیل اخیرالذکر، تمام هندسه پل مدل‌سازی می‌گردد و آثار اختلاف سختی پایه‌ها از طریق تحلیل الاستیک منظور می‌گردد.

مدل سازه جهت ارزیابی باید بر اساس ظرفیت مورد انتظار اعضا و اجزای غیرالاستیک تهیه شود. مدل تحلیل شالوده‌ها و کوله‌ها باید اثر رفتار غیرخطی نیرو- تغییرمکان، اثر تمایل به بلندشدگی، بازشدن و بسته‌شدن فاصله‌ها را در برگیرد.

زوال سختی و مقاومت اجزا و آثار ناشی از اندرکنش بارهای وارده و تغییرمکان‌های جانبی (اثر $P-\Delta$) نیز باید در مطالعات منظور گردند.

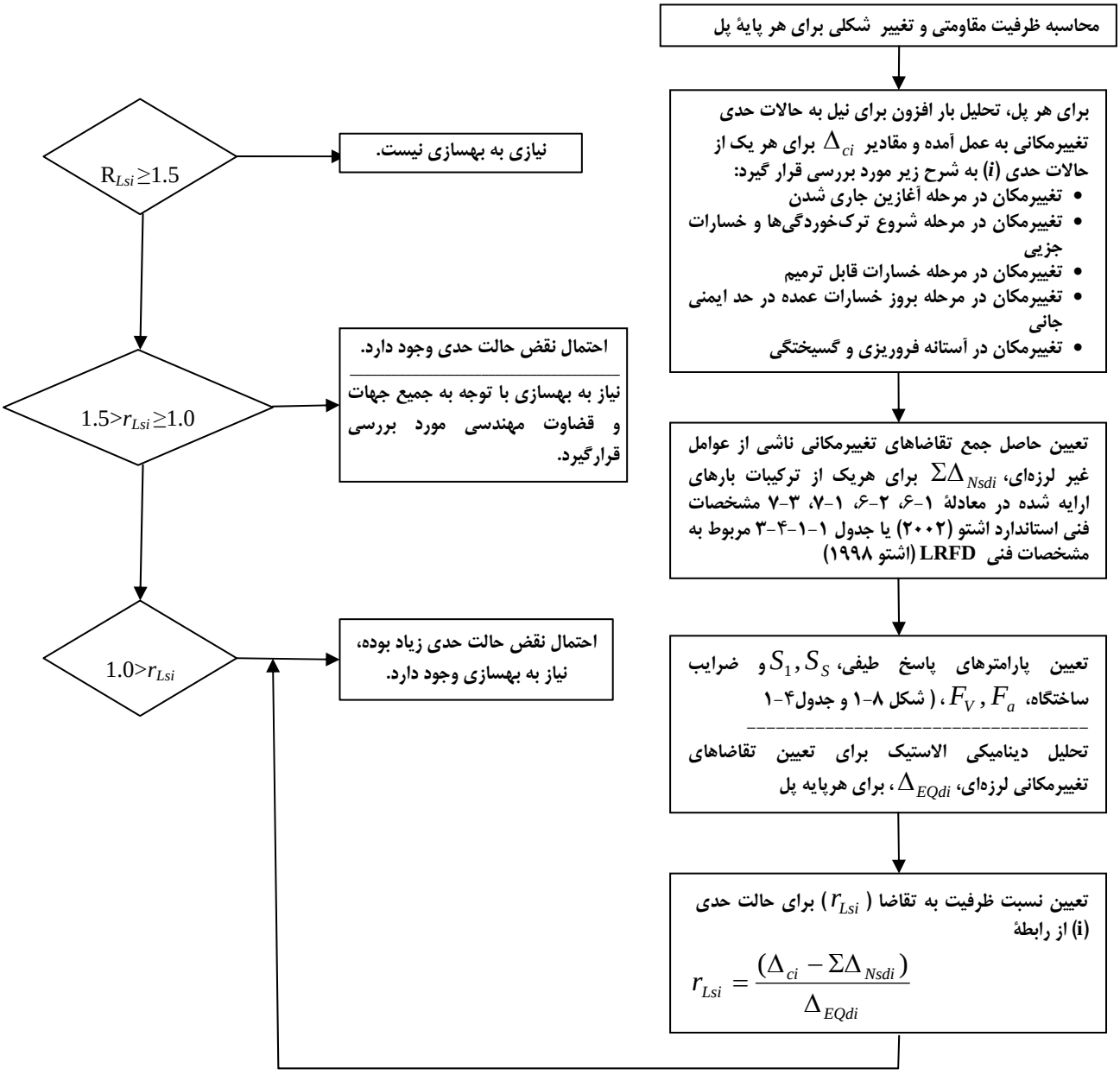
بیشینه تغییرمکان یک پایه هنگامی ایجاد می‌شود که عضو یا مواضعی از عضو به مقادیر بیشینهٔ تغییر شکل‌های قابل تحمل خود نایل شوند. در فصل نهم، نحوه محاسبه مقادیر دوران بیشینه در مفاصل پلاستیک ارایه شده است.

مقادیر بیشینه تغییر شکل‌های شالوده‌ها و کوله‌ها با قیود هندسی سازه محدود گردیده است. اگرچه این ارزیابی بر اساس تغییرمکان‌های تزایدی تک آهنگ صورت می‌گیرد، بررسی اثر بارگذاری رفت و برگشتی نیز قابل توصیه است. این امر شامل بررسی زوال سختی، مقاومت و اثر خستگی کم‌تواتر نیز می‌گردد. برای پل‌های با پایه‌ها و شالوده‌های با ویژگی‌های هندسی پیچیده، ظرفیت تغییرمکانی را می‌توان از طریق تحلیل استاتیکی غیرخطی بار افزون مبتنی بر اعمال مجموعه همسازی از تغییرمکان‌های سازگار با بردارهای مشخصه معرف مودهای مسلط سازه در امتداد مورد نظر به‌دست آورد.

۸-۵-۲- محاسبه تقاضا

روش بار یکنواخت برای سازه‌های پل‌هایی‌که ملزومات پل‌های تـقریباً منظم را ارضـا می‌نمایند، قابل کاربرد می‌باشد. در مورد سازه‌هایی که این ملزومات را ارضا نمی‌نمایند، باید روش تحلیل چند مودی به عنوان حداقل ملزومات به‌کارگرفته شود. همچنین، روش تاریخچه زمانی الاستیک را نیز می‌توان در این حالات به‌کار بست.

روند عملیاتی در روش ارزیابی نسبت ظرفیت به تقاضای سازه



۸-۵-۳- محدودیت روش ارزیابی نسبت ظرفیت به تقاضای سازه پل

این روش در صورتی‌که در سطح پایه به پایه بررسی گردد، اثر باز توزیع نیروها و لنگرها و عملکرد توأم مجموعهٔ سازه پل را ملحوظ نخواهد نمود. معذلک برای پل‌های منظم، این امر به نتایج غیرقابل پذیرشی منجر نخواهد شد. در ارتباط با پل‌های نامنظم و دارای هندسه، خواص سختی و توزیع جرم پیچیده یا با احتمال رفتار غیرخطی غالب و همچنین برای پل‌های دارای اهمیت استراتژیک، روش تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی باید دنبال گردد.

۸-۶- ارزیابی به کمک روش دینامیکی غیرخطی

ابتدا مطالعات لرزه‌خیزی و ژئوتکنیک لرزه‌ای برای ساختگاه به عمل خواهد آمد، متعاقباً تاریخچه‌های زمانی محتمل حرکت زمین به نحوی ایجاد یا تولید یا انتخاب می‌شوند که حتی‌المقدور نمایشگر ویژگی‌های لرزه‌خیزی، لرزه‌زمین‌ساختی و توپوگرافی، ژئوفیزیکی و ژئوتکنیک لرزه‌ای ساختگاه باشند.

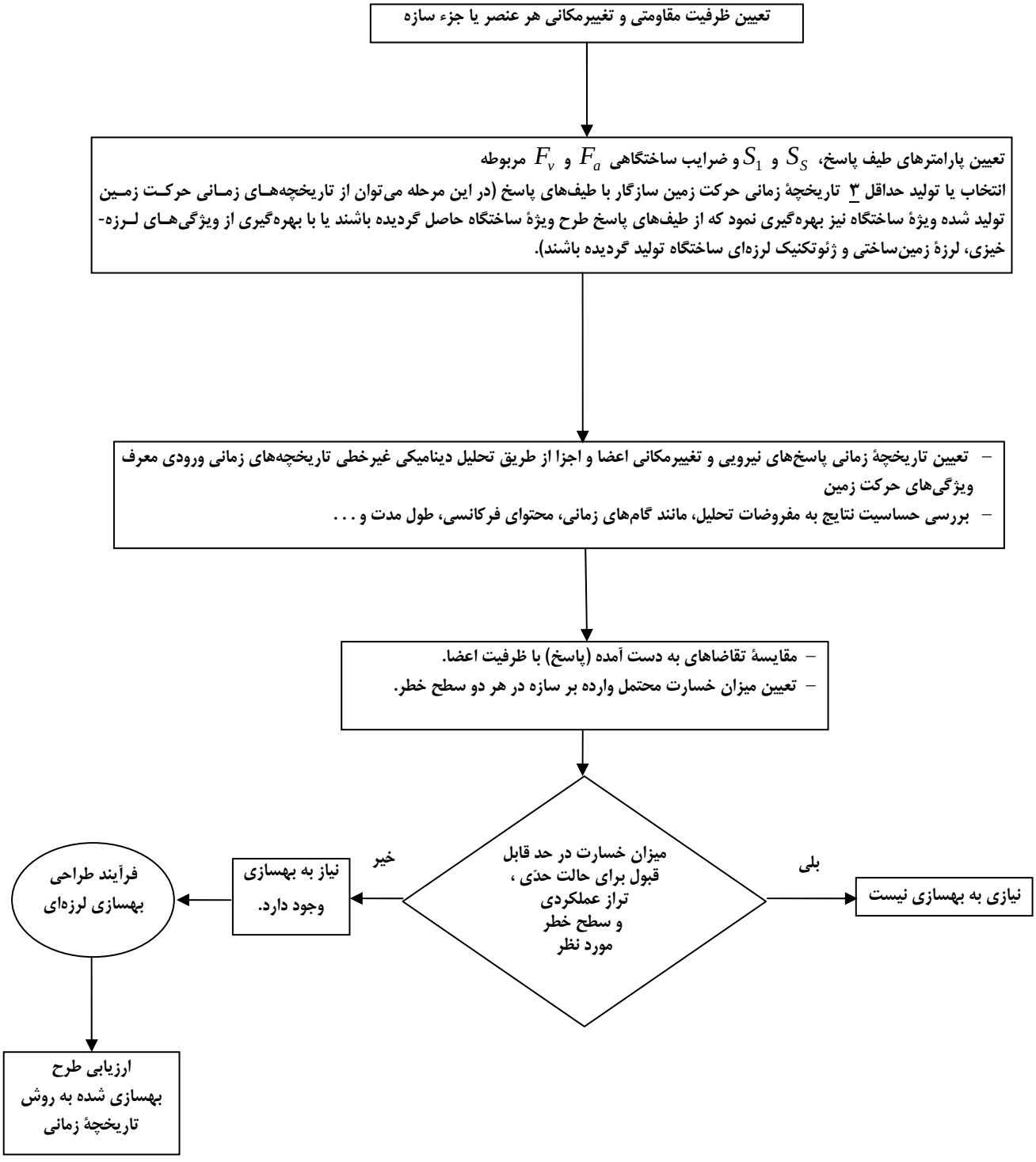
ظرفیت مقاومتی و تغییرمکانی تمامی اعضایی که انتظار می‌رود در حیطه رفتار غیرخطی عمل نمایند، باید همراه با قوانین هیسترتیک حاکم بر رفتار عضو، تعیین گردد.

تحلیل غیرخطی دینامیکی تاریخچه زمانی برای هر یک از تاریخچه‌های زمانی(شتاب) پیش‌بینی شده به عمل آمده، عملکرد هیسترتیک اعضا و اجزا محاسبه شده و حالت حدی مورد انتظار پل بررسی می‌گردد.

تحلیل غیرخطی دینامیکی منتج به توابع زمانی پاسخ نیروها و تغییرمکان‌های سازه برای یک تاریخچه زمانی معین حرکت زمین می‌گردد.

برای پل‌های متعارف و مهم به ترتیب حداقل سه و پنج تاریخچه زمانی حرکت زمین سازگار با شرایط منطقه و ساختگاه در نظر گرفته شود. در این حالت، هر یک از مشخصه‌های حرکت زمین باید به صورت سه مؤلفه‌ای منظورگردد و افزون‌ترین پاسخ (یا پوش پاسخ‌ها) برای ارزیابی به‌کار گرفته شود. در صورت آنکه تاریخچه‌های زمانی مورد بررسی به تعداد ۷ تاریخچه زمانی سازگار با شرایط ساختگاه اختیار گردد، معیار ارزیابی را می‌توان میانگین نتایج پاسخ‌های بدست آمده ناشی از ۷ تاریخچه زمانی مزبور، اختیار نمود.

روش تاریخچهٔ زمانی غیرخطی شامل گام‌های زیر است:



روش تحلیل غیرخطی معمولاً از دیدگاه عملیات محاسبات عددی، وقت‌گیر بوده و نیاز به آگاهی بر مفاهیم تحلیل دینامیکی غیرخطی سازه‌ها برای انجام تحلیل بر اساس مفروضات واقع‌گرایانه و بررسی و تفسیر نتایج خواهد داشت. این روش دارای کار برد عمومی بوده و برای سازه‌های نامنظم نیز در حال حاضر دقیق‌ترین ابزار در دسترس شمرده می‌شود که در صورت مدل‌سازی مناسب، به نتایج قابل اعتمادی منجر می‌گردد.

فصل ۹

ارزیابی کمّی ظرفیت

۹-۱- مراحل ارزیابی کمّی

گام‌های اصلی در روند ارزیابی کمّی پل‌ها به شرح زیر خلاصه می‌گردد:

- گردآوری، پالایش، پردازش و ارزیابی داده‌های پل و ساختگاه، از طریق بررسی مدارک فنی و مطالعات میدانی،
- تعیین گروه بهسازی لرزه‌ای و میزان اهمیت پل مطابق فصل هفتم،
- تعیین روش تحلیل و مدل مناسب تحلیل تقاضا مطابق فصل هشتم،
- تعیین تقاضا مطابق فصول هشتم و نهم،
- تعیین ظرفیت مطابق این فصل،
- تعیین نسبت ظرفیت به تقاضا،
- استنتاج همراه با قضاوت مهندسی.

۹-۲- ارزیابی پل از دیدگاه طراحی مفهومی لرزه‌ای

۹-۲-۱- مسیر انتقال بارها

در ارزیابی باید مسیر انتقال بارهای مرتبط با بهره‌برداری متعارف و همچنین نیروهای ناشی از زلزله مورد بررسی قرار داده شود. نیروهای اینرسی ناشی از زمین‌لرزه باید از مسیر مشخص به پایه‌ها و شالوده‌ها انتقال یابند. علاوه بر آن، تمامی اعضا و اجزا و اتصالات واقع در مسیر انتقال بارها باید در مقابل نیروهای وارده و تغییرشکل‌های اعمالی از مقاومت کافی برخوردار باشند. از جمله باید اتصالات کف عرشه به تیرها، اتصالات جان به بال تیرها، دیافراگم‌ها، قاب‌های عرضی، تکیه‌گاه‌ها، میل‌مهارها، ستون‌ها، کوله‌ها، شالوده‌ها و پی را مورد بررسی ویژه قرارداد.

اعضا و اجزای واقع در مسیر انتقال بارهای ناشی از زلزله مجتمعاً سیستم مقاوم در مقابل زلزله را تشکیل می‌دهند. هرگاه یک یا تعدادی از عناصر این مجموعه به صورت شکل‌پذیر رفتار نمایند یا امکان جابه‌جایی نسبی را فراهم آورند یا قادر به افزایش میرایی سیستم باشند، میزان خسارات به سایر اعضا و در نتیجه به مجموعه سازه و پی محدود می‌گردد. بنابراین در شیوه‌های بهسازی، ارتقای شکل‌پذیری اعضای اصلی واقع در مسیر انتقال نیروهای ناشی از زلزله و به ویژه ستون‌ها حایز اهمیت ویژه تلقی می‌گردد. روش‌های الاستیک را می‌توان برای محاسبه تقاضا و پاسخ عناصر و اعضا و اجزای واقع در مسیر انتقال نیروهای ناشی از زلزله به‌کار گرفت. هرگاه رفتار فرا الاستیک گسترده و غالب باشد، یا اجزای میراگر (با خاصیت میرایی قابل ملاحظه) در سیستم موجود باشند، این روش کفایت نداشته و به نتایج واقع‌گرایانه‌ای نمی‌انجامد. در این حالات، توزیع منطقی‌تر نیروها، بر اساس فرض مکانیسم‌های پلاستیک محتمل و تشکیل مفاصل پلاستیک (در صورت قابلیت تشکیل) و مدل‌سازی رفتار غیرخطی تجهیزات میراگر حاصل خواهد گردید. نیروهای سازه عرشه با توجه به مقادیر حاصل از چنین تحلیل غیرخطی و با در نظرگرفتن ذخیره مقاومتی لازم، به عنوان اعضای حفاظت شده، محاسبه خواهند گردید. معذلک، بر اساس نظریه مبتنی بر تعادل در تحلیل پلاستیک سازه‌ها، توزیع الاستیک

نیروها را می‌توان تا آنجاکه شرایط تعادل ارضا گردند و نیروهای وارده با پاسخ‌های غیرخطی ستون‌ها در تعادل موضعی و کلی باشند، به کارگرفت. در چنین تحلیلی لازم است موقعیت واقعی نیروهای اینرسی در تراز سازهٔ عرشه ملحوظ گردد.

نحوهٔ انتقال بارها بین عرشه و پایه‌ها، تکیه‌گاه‌ها، اتصالات و دیافراگم‌های افقی و قائم باید مورد توجه قرار گرفته و مفروضات مدل‌سازی با واقعیت تطابق مفهومی داشته باشد. لازم است در ارتباط با نحوهٔ عملکرد دیافراگم گونه کف عرشه در ترازهای بال‌های فوقانی و تحتانی، توانمندی عملکرد دال کف به عنوان دیافراگم افقی، دیافراگم‌های قائم میانی و انتهایی دقت کافی به‌عمل آید.

اعضای مهاری دیافراگم‌ها یا مهاربندی‌های پایه‌ها در زمره اعضای اصلی به شمار رفته و لذا باید ملزومات نسبت‌های لاغری اعضای اصلی را ارضا نمایند.

برای انتقال نیروهای اینرسی عرشه به پایه‌ها، یک مسیر انتقال بار پیوسته مورد نیاز خواهد بود. معمولاً نیروهای تکیه‌گاهی، ضامن‌ها و قـیود در حین نـوسانـات ناشی از زلزله، به طور همزمان وارد عـمل نمی‌شوند و در موارد عدیده‌ای، بارهایی به مراتب افزون‌تر از بارهای طراحی را متحمل می‌گردند.

اثر مؤلفه‌های طولی ناشی از اعمال زلزله در امتداد عرضی ـ منجر به بروز خمش کلی دیافراگم افقی عرشه حول محور قائم می‌تواند گاه قابل ملاحظه باشد و موجب تخریب تکیه‌گاه‌های انتهایی گردد. همچنین در مواردی که مـدهای پیچشی بر رفتـار پل اثرگذار باشند، احتمال بروز نیروهای طولی قابل ملاحظه در تکیه‌گاه‌ها و در صورت عدم کفایت، دوران و سقوط عرشه از پایه‌ها و کوله‌ها منتفی نخواهد بود.

بنابراین متناسب با حالات رفتاری محتمل پل، علاوه بر طراحی صحیح جزییات تکیه‌گاهی، لازم است در طراحی و بهسازی قیود، ضامن‌ها، میل‌مهارها و پیچ‌های مهارتکیه‌گاهی دقت متزایدی به عمل آید.

در مورد تکیه‌گاه‌های الاستومر نیز باید نحوهٔ رفتار در مدهای نوسان محتمل، به خوبی درک گردد و مدل‌سازی متناسباً به‌عمل آید.

۹-۲-۲- مدل‌سازی پل‌ها برای تحلیل تقاضا

میزان دقت در مدل‌سازی و تحلیل به‌منظور بررسی رفتار لرزه‌ای پل، متناسب با ویژگی‌های هندسی، نوع مصالح، گسترهٔ نارسایی‌های مشهود مؤثر بر رفتار پل تحت تأثیر کنش‌هـای متفاوت و به طور اخص کنش‌هـای ناشی از زلزله، میزان اهمیت و گروه‌بندی بهسازی لرزه‌ای اختیار می‌گردد.

در مدل‌سازی برای تحلیل دینامیکی، باید ویژگی‌های هندسی، مصالح، سختی، جرم و قابلیت استهلاک انرژی اعضا و اجزای سازه ملحوظ گردند.

با توجه به موارد مذکور فوق، بسته به روش تحلـیل دینامیکی و میزان تقریب قابل پذیرش، مدل‌سازی از مدل‌های سـاده تا مدل‌های تفصیلی را شامل می‌گردد. در مورد پل‌های منظم و مستویِ دارای پایه‌های با سختی یکنواخت و دهانه‌های با طول نزدیک به یکدیگر، مدل‌سازی دو بعدی در دو امتداد متعامد، در اغلب موارد کفایت می‌نماید و نیازی به تهیه مدل تفصیلی اجزای محدود نخواهد بود. چنین مدل‌هایی لااقل در درک مسیر انتقال بارها و عملکرد کلی سازه پل از دیدگاه لرزه‌ای و محاسبات اولیه تقاضا و کنترل نتایج مدل‌های تفصیلی‌تر مفید خواهند بود.

در مورد پل‌های نامنظم و دارای هندسه پیچیـده، ازجمله پل‌های دارای زاویه تـورب، پل‌های دارای قوس در پلان یا ارتفاع و پل‌های دارای پایه‌های با سختی متفاوت یا طول دهانه‌های متفاوت، هرگاه معیارهای انتظام پل مطابق فصل هشتم ارضا نگردند، مدل‌سازی سه بعدی برای تشخیص مسیر صحیح انتقال بارها مورد نیاز خواهد بود.

توصیه می‌شود در تمامی حالات برای اعضا به اندازه کافی گره‌های میانی اختیار گردد تا هم امکان تعریف تغییرات مشخصه‌هـای متفاوت اعضا در طول فراهم گردد و هم به میزان کـافی نقـاطی در اختیار باشند که امکان تعریف اجـرام متمرکز و همچنین نتایج پاسخ‌های مورد نیاز تأمین شود.

از مسایل پیچیده در بررسی رفتار پل‌های دارای درزهای انبساط واقع بر پایه‌های میانی و کناری، مطالعهٔ آثار ناشی از اندرکنش بخش‌های مجزای سازه عرشه و احتمال بروز نوسانات نامتجانس با توجه به پریودهای ارتعاش متفاوت بخش‌های مجزا و همچنین برآورد اثر اعمال ضربه احتمالی یا میزان احتمال فروافتادن عرشه از تکیه‌گاه، با توجه به مدل رفتاری دستگاه‌های تکیه‌گاهی، از طریق تحلیل می‌باشد.

در مدلسازی و تحلیل مبتنی بر بارگذاری استاتیکی معادل آثار ناشی از زلزله یا در تحلیل طیفی، پاسخ پل به دو مؤلفهٔ افقی زلزله به طور مجزا محاسبه گردیده و به صورتی که در بند ۹-۴ ذکر گردیده، با یکدیگر ترکیب خواهند گردید. در مواردی که در بند ۹-۵ خواهد آمد، اثـر مؤلفه قائم قابل ملاحظه بوده و باید در ترکیب آثار ناشی از زلزله مطابق بند۹ -۴ درنظر گرفته شود. به ویژه در مورد پل‌های واقع در حیطهٔ ۱۰ کیلومتری از گسل فعال، چنانکه در بند ۹-۵ مورد تأکید قرار گرفته، کنش‌های ناشی از اثر مؤلفه قائم زمین‌لرزه را باید در مدل‌سازی و تحلیل ملحوظ نمود. برای این پل‌ها، با توجه به موارد مندرج در بند ۹-۵، لازم است طیف‌های طرح یا تاریخچه‌هـای زمانی حرکت زمین ویژه ساختگاه از طریق مطالعات تحلیل خطر برای مؤلفه‌های افقی و قائم زمین‌لرزه تعیین و در مدل‌سازی و تحلیل پل منظور گردد.

۹-۲-۲-۱- توزیع جرم

نحوهٔ مدل‌سازی جرم پل باید به‌صورتی انجام شود که شیوهٔ حرکات پل در حین وقوع زمین‌لرزه را از طریق تحلیل به نحـو واقع‌گرایانه‌ای ارایه دهد. با توجه به تمرکز بخش عمدهٔ جرم در عرشه پل، می‌توان جرم گستردهٔ عرشه را با تقریب قابل پذیرشی به صورت اجرام متمرکز شده در تعداد مکفی گره در طول عرشه و در مواضع سرستون‌ها در نظر گرفت.

در مدل‌سازی عرشه‌های متشکل از تیر و دال، می‌توان تیرها را در تار خنثی مدل‌سازی و المان‌های عرشه را نیز در موقعیت تراز واقعی خود نسبت به تیرها تعریف نمود و متعاقباً ارتباط بین دال عرشه و میان تار تیرها را از طریق اجزای صلب تأمین نمود. در این حالت جرم دال نیز در تراز واقعی خود تعریف می‌شود.

در مورد پل‌های شهری و در تمامی مواردی که سازه و کف عرشه‌ها نسبتاً سبک بوده و لذا نسبت بار زنده به بار مرده عرشه قابل ملاحظه باشد، لازم است با توجه به اهمیت ترافیکی پل در شرایط متعارف و عمر مفید باقیماندهٔ مبنای بهسازی، بخشی از بار زنده را در جرم مؤثر ملحوظ نمود. در این حالات، جرم معادل بار زنده را نباید از ۳۰٪ بار زندهٔ مرتبط با ترافیک متعارف کوچک‌تر در نظر گرفت. همچنین لزومی ندارد که این جرم افزونتر از ۵۰٪ بار زندهٔ مرتبط با ترافیک متعارف فرا تر احتساب گردد.

با توجه به احتمال غالب تغییر اهمیت ترافیکی و میزان تراکم ترافیک روی پل طی زمان، این امر باید در ارزیابی لرزه‌ای پل با نگاهی به آینده ملحوظ گردد.

۹-۲-۲-۲- مدلسازی سختی و خواص مصالح

مدل سازه باید سختی اعضای سازه‌ای را با توجه به خواص مصالح و ابعاد هندسی آن‌ها ارایه نماید. در مواردی که تحلیل الاستیک برای بررسی پاسخ سازه‌ای با رفتار عمدتاً غیرالاستیک به کار گرفته می‌شود، لازم است اصلاحاتی در جهت کاهش تقریب به‌کار گرفته شود. به ویژه در تعریف خواص سختی اعضا مرسوم است که از خواص معادل اعضا که نشان‌دهندهٔ آثار رفتار غیرخطی آنها است، استفاده شود. در مورد ستون‌های بتن آرمه با رفتار فرا الاستیک، روش متداول، تعریف خواص سختی بر اساس مقطع ترک‌خورده می‌باشد. در مورد ستون‌های فولادی، خواص کامل مقطع درنظر گرفته می‌شود؛ مگر در مواردی که مقاطع دارای سوراخ برای پیچ‌های اتصال باشند که در این حالت خواص مقاطع مؤثر و خالص منظور می‌گردد. در مورد مقاطع سوراخدار یا ستون‌های تسمه‌دار، باید اثر تغییر شکل‌های ثانویه برشی نیز در خواص سختی عضو منظور گردد. توزیع نیروهای حاصل از تحلیل الاستیک باید مورد تجزیه و تحلیل و تفسیر قرار داده شود و میزان سازگاری آن با رفتار غیرخطی مورد انتظار اعضای واقع در مسیر انتقال نیروهای ناشی از زلزله مورد ارزیابی قرار گیرد.

در حالاتی‌که از جداگرهای لرزه‌ای (ایزولاسیون ارتعاشی) استفاده می‌شود، باید رفتار این ادوات به دقت و صحت تخمین و در مدل غیرخطی ملحوظ گردد.

در مدل‌سازی کوله‌ها و پی معمولاً سختی با توجه به تغییرشکل‌های بیشینهٔ مورد انتظار در نظر گرفته می‌شود؛ ولی توصیه می‌شود با توجه به آثار معمولاً قابل ملاحظه تغییر مقادیر پارامترهای خاک در نتایج حاصله، آنالیز حساسیتِ پاسخ به این پارامترها صورت گیرد.

برای روش‌های ارزیابی مبتنی بر نسبت ظرفیت به تقاضا (در هردو روش بررسی عضو به عضو و جزء به جزء و همچنین روش بار افزون)، خواص مصالح باید بر اساس خواص مورد انتظار مصالح باشد.

در تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی، باید کوشش به‌عمل آید تا رفتار هیسترتیک درک شده‌ای از اعضا، اجزا و مصالح، در مدل‌سازی ملحوظ گردد.

۹-۲-۲-۳- مدلسازی پایه‌ها

در تحلیل خطی، خواص مصالح فولاد باید براساس خواص الاستیک تعریف گردد. در مورد پایه‌های بتن‌آرمه، مشخصات مقطع ترک‌خورده به شرح زیر تعریف خواهد گردید.

باتوجه به آنکه منطقی به نظر می‌رسد که به منظور تعیین قریب به واقعیت تقاضای ناشی از زلزله، مقادیر سختی به نحوی تعریف گردند که قابلیت ارایه تغییرمکان‌های نزدیک به تغییرشکل‌های در حدجاری شدن مصالح را دارا باشند و در این حالت مقاطع بتن‌آرمه ترک خواهند خورد، این اثر باید در سختی منظور گردد.

اثر ترک‌خوردگی بتن در سختی، به مساحت و شکل سطح مقطع، نسبت آرماتورهای طولی، میزان بار محوری و میزان باند (پیوستگی) بین آرماتور فولادی و بتن وابسته خواهد بود. سختی خمشی مقطع ترک‌خورده یک عضو بتن‌آرمه را می‌توان از طریق تحلیل رابطهٔ لنگر- انحنای سطح مقطع با منظورداشتن اثر اصلاحی لغزش بین آرماتور و بتن (نقض پیوستگی) محاسبه نمود.

معمولاً، کنترل تعادل از این طریق از نظر عملی دشوار می‌باشد، زیرا علاوه بر پیچیدگی‌ها و عدم قطعیت‌ها، آرماتورها در طول عضو تغییر می‌نمایند. لذا درعمل از مقادیر سختی مؤثر مفروض بر اساس صلبیت عضو بهره‌گیری می‌شود. در جدول (۹-۱) مقادیر نمونه برای اعضای متفاوت پل‌های بتن‌آرمه و پیش‌تنیده ارایه می‌دهد.

جدول شمارهٔ ۹-۱

نوع عضو	صلبیت خمشی	صلبیت برشی	صلبیت محوری
ستون‌های بتن‌آرمه و تیرهای سرستون، هرگاه ترک‌خوردگی محتمل ولی تشکیل مفصل پلاستیک محتمل نباشد.	$۰/۵E_cI_g$	$۰/۴E_cA_w$	E_cA_g
ستون‌های بتن آرمه و دیواره‌های بتن‌آرمه، هرگاه تشکیل مفصل پلاستیک محتمل باشد.	$\frac{M_nD'}{۲\varepsilon_y}$	$۰/۲E_cA_w$	$۰/۵E_cA_g$

که در آن

$E_c \equiv$ مدول الاستیسیته بتن،

$I_g \equiv$ لنگر اینرسی مقطع ظاهری،

$A_w \equiv$ مساحت سطح برشی مقطع،

$A_g \equiv$ مساحت سطح مقطع ظاهری،

$M_n \equiv$ ظرفیت اسمی لنگر مقطع،

$D' \equiv$ فاصله بین لایه‌های خارجی آرماتورهای طولی و

$\varepsilon_y \equiv$ کرنش متناظر با جاری‌شدن آرماتور فولادی.

در نواحی که انتظار می‌رود مفاصل پلاستیک تشکیل گردد (در دو انتهای ستون‌ها)، صلبیت خمشی مؤثر: E_cI_{eff} از رابطه ۹-۱ به دست می‌آید:

$$\phi_y = \frac{۲\varepsilon y}{D'} = \frac{M_n}{E_cI_{eff}} \qquad (۹\text{-}۱)$$

که در آن:

$\varepsilon_y \equiv$ کرنش متناظر با جاری‌شدن آرماتور فولادی، برابر با $\frac{f_y}{E_s}$،

$f_y \equiv$ مقدار مشخصه تنش جاری‌شدن آرماتور فولادی،

$E_s \equiv$ مدول الاستیسیتهٔ فولاد،

$M_n \equiv$ لنگر اسمی سیلان عضو و

$D' \equiv$ فاصلهٔ مرکز تا مرکز بین لایه‌های خارجی فولاد طولی در مقاطع راست‌گوشه در امتداد عمود بر محور خمش، یا فاصله در امتداد قطری آرماتورهای مقاطع دایروی؛ این فاصله را می‌توان به تقریب برابر با ۰/۸ برابر بعد ظاهری مقطع در نظر گرفت.

بنابراین، صلبیت خمشی مؤثر مقطع ترک‌خورده در ناحیه لـولای پلاستیـک در یک ستون بـتن آرمه از رابطه ۹-۲ تخمین‌زده می‌شود:

$$E_c I_{eff} = \frac{M_n D'}{2\varepsilon_y} \qquad (۹-۲)$$

صلبیت معمولاً در این نواحی کمتر از $0/5 E_c I_g$ می‌باشد.

در مورد سختی پیچشی مقطع ترک‌خورده برای ستون‌های بتن آرمه می‌توان از مقدار ۰/۲ مقدار مقطع ترک‌نخورده استفاده کرد.

در تحلیل بار افزون، مقاومت اعضای فولادی، باید بر اساس ظرفیت پلاستیک مورد انتظار آنها ملحوظ شود.

مقاومت خمشی اعضای بتن‌آرمه باید بر مبنای مقاومت مورد انتظار فولاد و بتن تعریف شود تا در تعیین تغییرمکان متناظر با نیل به ظرفیت تغییرمکانی عضو، نتایج واقع‌گرایانه‌ای حاصل گردد.

ظرفیت تغییرمکانی بر حسب میزان دوران بیشینهٔ پلاستیک در ناحیه لولای پلاستیک بیان می‌گردد. ظرفیت تغییرمکانی بیشینه عبارت است از حاصل جمع تغییرمکان در حد جاری‌شدن و تغییرمکان‌های پلاستیک ماورای آن. سختی سایر اعضایی که انتظـار نمی‌رود درحیطه رژیم فرا الاستیک رفتار نمایند (یا اعضا و اجزا و اتصالات حفاظت‌شده) بر اساس خواص الاستیک آنها، با در نظرگرفتن ترک‌خوردگی محدود اعضای بتن‌آرمه، بیان می‌گردد. سختی سرستون‌ها نیز باید به نحو واقع‌گرایانه‌ای در مدل تحلیل منظور گردد.

۹-۲-۲-۴- سازهٔ عرشه

سختی سازهٔ عرشه باید با توجه به مسیر انتقال بارهای لرزه‌ای اختیار گردد. در مقاطع مختلط باید اثر توأم رفتار مقاطع مختلط متشکل از فولاد و بتن فوقانی و همچنین بتن پیش‌ساخته و بتن درجای فوقانی منظور گردد. در نواحی یکپارچه بین عرشه و پایه‌ها باید برای پایه‌ها و سازه عرشه عرض مؤثر منظور شود. در مدل‌سازی مقاطع جعبه‌ای بتن‌آرمه، سختی مؤثر را می‌توان برابر با ۷۵ درصد سختی مقطع ظاهری ملحوظ نمود.

در مورد مقاطع جعبه‌ای پیش‌تنیده، باید سختی بر مبنای مقطع ظاهری کل محاسبه گردد. سختی پیچشی بر اساس الگوی جریان تنش‌های برشی و بدون در نظرگرفتن ترک‌خوردگی محاسبه می‌گردد. اثر تأخیر برشی در سختی خمشی عرضی مقطع در نزدیکی پایه‌ها باید به نحو واقع‌گرایانه‌ای منظور گردد. این اثر معمولاً با اعمال ضریب کاهش سختی در نظر گرفته می‌شود.

۹-۲-۲-۵- میرایی

استهلاک انرژی ناشی از اثر اندرکنشی خاک، پی و کوله‌ها را می‌توان با دقت کافی از طریق میرایی ویسکوز تعریف نمود. نسبت مؤثر میرایی ویسکوز به خواص میرایی مصالح، خاک، تکیه‌گاه‌ها، اجزای میراگر(در صورت موجودبودن)، ویژگی‌های هندسی و شیوهٔ تحلیل وابسته خواهد بود.

در تحلیل به روش طیف پاسخ، نسبت میرایی در حدودی در نظر گرفته می‌شود که بر اثر استهلاک انرژی ناشی از تغییرشکل‌های اعضا و خاک به میزان کم تا متوسط مورد انتظار است.

در محاسبه بسامد طبیعی و اشکال مودی می‌توان از میرایی صرف‌نظر کرد. اثر میرایی در تحلیل پاسخ دینامیکی سازه در ارتباط با آثار ناشی از زلزله منظور می‌گردد که معمولاً از طریق مقیاس نمودن طیف پاسخ زمین‌لرزه متناسب با نسبت میرایی مورد نظر تعیین می‌گردد.

مقادیر مناسب میرایی را می‌توان از طریق آزمایش‌های میدانی بر اساس ارتعاش اجباری یا محیطی تعیین نمود. در مورد فقدان اطلاعات مبتنی بر آزمایش، مقادیر زیر را می‌توان برای تحلیل در نظر گرفت:

پل‌های فولادی پیچ‌شده یا جوش‌شده (با پایه‌ها و سازه عرشهٔ فولادی و کف ارتوتروپیک فولادی) : ٪۲

پل‌های بتن‌آرمه: ٪۵

در حالات پل‌های تک‌دهانه یا دودهانه‌ای که انتظار می‌رود در محل کوله‌های آنها فشار مقاوم قابل ملاحظه‌ای ایجاد شود، نسبت میرایی را برای ارتعاش در امتداد طولی می‌توان حداکثر تا ٪۱۰ منظور داشت.

از نسبت میرایی ویسکوز معادل می‌توان برای نمایش انرژی مستهلک‌شده در چرخه‌های هیسترتیک در حیطه رفتار فرا الاستیک همراه با سختی سکانتی در مدل تحلیل استفاده نمود.

برای پل‌های دارای ایزولاسیون ارتعاشی یا دستگاه‌های ویژه میراگر یا فیوزهای جاذب انرژی کرنشی، تحلیل غیرخطی مورد نیاز خواهد بود که باید با در نظرگرفتن حیطه‌ای از تغییرات محتمل میرایی و براساس فرضیات واقع‌گرایانه و مرجحاً بر مبنای رفتار مبتنی بر آزمایش سیکلیک بر تمهیدات و تجهیزات و دستگاه‌ها و اجزای دارای خواص میراکننده صورت گیرد. معمولاً در این‌گونه موارد، بهره‌گیری از میرایی ویسکوز معادل برای کل سیستم کفایت نمی‌نماید و به نتایج نمایشگر رفتار قریب به واقع مجموعه منتهی نمی‌گردد.

۹-۳- جابه‌جایی دایمی خاک

به طور کلی، باید اثر جابه‌جایی خاک، به‌ویژه در اثر روانگرایی و گسترش جانبی خاک بر رفتار پل ملحوظ گردد. نیاز یا عدم نیز به مدل‌سازی تفصیلی خاک و کوله برای تحلیل این آثار، به میزان حساسیت سازه به تغییرشکل‌های خاک زیرشالوده بستگی خواهد داشت. مدل اندرکنشی خاک و شالوده باید تغییرات شرایط تکیه‌گاهی و آثار تغییرشکل‌ها و فرونشست پی و بارهای اضافی وارده بر پایه‌ها و سازه عرشه را در اثر جابه‌جایی خاک، فرونشست‌ها، دوران‌ها و نظایر آن، در برگیرد.

هرگاه نتایج تحلیل به خواص پی حساس باشد، لازم است حیطه‌ای از تغییرات کرانهٔ پایینی و بالایی پارامترهای مؤثر بر مقاومت و سختی خاک و شالوده اختیار و نتایج تغییرات پاسخ ناشی از تغییرات مقادیر پارامترهای مؤثر ـ در حیطهٔ تغییرات مزبور ـ و میزان حساسیت تقاضای نیرویی و تغییرمکانی سیستم به این تغییرات بررسی گردد.

نتایج حاصل از این مطالعات و مفروضات مربوطه را می‌توان در موارد لازم، به منظور تدقیق مطالعات میدانی ساختگاهی (ژئوفیزیکی، مکانیک خاک و دینامیک خاک) مورد استفاده قرارداد و برنامه مطالعات میدانی تکمیلی را تدوین نمود.

۹-۴- ترکیب آثار ناشی از زلزله

۹-۴-۱- بارگذاری لرزه‌ای در یک امتداد

در تحلیل طیفی کمیت‌های پاسخ بیشینهٔ ناشی از زلزله در یک امتداد باید براساس ترکیبی از پاسخ‌های مودی مربوط به آن امتداد محاسبه شود. روش ارجح به این منظور، روش ترکیب کوادراتیک کامل است (CQC)، زیرا در این روش ترکیب مدهای نزدیک به یکدیگر، به نحو مناسبی با یکدیگر در نظر گرفته می‌شوند.

در مواردی که پریودهای ارتعاش مرتبط با مدهای متفاوت به اندازه کافی از یکدیگر فاصله داشته باشند، می‌توان از روش ریشه مجموع مربعات (SRSS) نیز استفاده نمود؛ معذلک نتایج تحلیل مقادیر مشخصه وابستگی زیادی به خواص سختی و مفروضاتی که در توزیع و تبیین جرم در مدل منظور می‌گردد، خواهد داشت. در مدل‌سازی تفصیلی با جرم گسترده، احتمال آنکه نتایج تحلیل شامل مدهای نزدیک به یکدیگر باشند، افزایش می‌یابد و لذا در این موارد باید روش (CQC) را به‌کار برد.

۹-۴-۲- ترکیب نیروهای ناشی از زلزله در دو یا سه امتداد متعامد

هرگاه پاسخ مربوط به آثار ناشی از اعمال مؤلفه‌های زلزله در دو یا سه امتداد متعامد در تحلیل طیفی مورد نظر باشد، از دو روش می‌توان این ترکیب را صورت داد.

۱. روش ریشه مجموع مربعات (SRSS): این روش برای حالاتی که مؤلفه‌های حرکت زمین به یکدیگر وابسته نبوده و مستقل از یکدیگر باشند، برای ترکیب جهت تعیین نیروهای طراحی یا تقاضا در ارزیابی مناسب می‌باشد. به ویژه در ترکیب آثار ناشی از مؤلفه قائم زمین‌لرزه با مؤلفه‌های افقی آن، این روش قابل کاربرد خواهد بود.

در این روش، ترکیب ریشه مجموع مربعات کمیت‌های پاسخ مربوط به هریک از سه جهت متعامد به صورت زیر ترکیب می‌گردند:

$$M_x = \sqrt{\left(M_x^T\right)^2 + \left(M_x^L\right)^2 + \left(M_x^V\right)^2} \qquad (۹\text{-}۳)$$

که در آن M_x نمایشگر مؤلفه در امتداد x گشتاور ناشی از آثار مرتبط با امتداد افقی عرضی (T)، افقی طولی (L) و قائم (V) می‌باشد.

۹-۴-۳- ترکیب به نسبت‌های ۱۰۰٪ و ۳۰٪

در این نوع ترکیب، مقادیر طراحی کمیت‌های پاسخ یا مقادیر تقاضا جهت ارزیابی از بزرگ‌ترین مقدار حاصل از حالات بارگذاری زیر به دست می‌آیند.

$$M_x^{LC1} = M_x^T + 0/3\,(M_x^L + M_x^V) \qquad (۹\text{-}۴)$$
$$M_x^{LC2} = M_x^L + 0/3\,(M_x^T + M_x^V)$$
$$M_x^{LC3} = M_x^V + 0-3\,(M_x^T + M_x^L)$$

نهایتاً مقادیر تقاضای مرتبط با کمیت مورد نظر پاسخ به منظور ارزیابی به روش نسبت ظرفیت به تقاضا به شرح زیر به دست می‌آید:

$$M_x^d = \max\left(M_x^{LC1}, M_x^{LC2}, M_x^{LC3}\right) \qquad (۹\text{-}۵)$$

۹-۴-۴- ترکیب پاسخ برای اعضای تحت خمش دو محوری

در مورد اعضایی که پاسخ دو محوری آنها مورد نیاز است، لازم است برآیند لنگر وارده بر مقطع و نیروی محوری مربوطه محاسبه شوند. باید توجه داشت که مقادیر بیشینهٔ لنگرهای M_x و M_y مقطع و نیروی محوری در تحلیل دینامیکی به طور همزمان اتفاق نمی‌افتند.

معمولاً از دو راه حل مبتنی بر ترکیب به روش ریشهٔ مجموع مربعات پاسخ یا ترکیب به نسبت ۱۰۰٪ و ۳۰٪ در این مورد نیز استفاده می‌شود.

- در ترکیب $SRSS$، دو مؤلفهٔ M_x و M_y که باید ترکیب شوند، محاسبه می‌گردند. متعاقباً ترکیب‌های ۱۰۰٪ و ۳۰٪ نتایج برای به دست آوردن جمع برداری آنها به‌کار گرفته می‌شود. مقدار بیشینهٔ دو حالت ممکن جمع برداری به عنوان برآیند برای ارزیابی مورد استفاده قرار داده خواهد شد. متعاقباً برآیند لنگر M_R که به این طریق محاسبه شده، با مقادیر حداقل و حداکثر نیروی محوری (فشاری و کششی) به طور همزمان در نظر گرفته می‌شود تا تقاضای ستون یا عنصر مورد نظر برای ارزیابی به دست آید.

به عبارت دیگر:

$$M_R = \max \begin{cases} \left[\sqrt{M_x^{۲} + (۰/۳ M_y)^{۲}}\right] \\ \left[\sqrt{M_y^{۲} + (۰/۳ M_x)^{۲}}\right] \end{cases} \qquad (۹_۶)$$

متعاقباً ارزیابی برای اثر همزمان M_R و $\pm P$ صورت می‌گیرد.

- در روش ترکیب ۱۰۰٪ و ۳۰٪، مؤلفه‌های M_x و M_y مقطع برای هر حالت ترکیبی بار برای به‌دست آوردن جمع‌برداری به شرح زیر به کار گرفته می‌شوند:

$$M_R = \max \begin{cases} \sqrt{\left(M_x^{LC۱}\right)^{۲} + \left(M_y^{LC۱}\right)^{۲}} \\ \sqrt{\left(M_x^{LC۲}\right)^{۲} + \left(M_y^{LC۲}\right)^{۲}} \\ \sqrt{\left(M_x^{LC۳}\right)^{۲} + \left(M_y^{LC۳}\right)^{۲}} \end{cases} \qquad (۹_۷)$$

در این حالت نیز M_R توأم با $\pm P$ به طور همزمان برای ارزیابی در نظر گرفته می‌شوند.

۹-۵- آثار شتاب قائم حرکت زمین

آثار شتاب قائم حرکت زمین بر عرشه‌ها، ستون‌ها و اتصالات می‌تواند قابل ملاحظه باشد. برخی از انواع پل‌ها از قبیل پل‌های دارای دهانه‌های انعطاف‌پذیر طویل یا پیش‌تنیده و پل‌هایی که در مسیر انتقال بارهای قائم دارای برون‌محوری قابل ملاحظه می‌باشند، به این نوع تحریکات حساسیت قابل ملاحظه‌ای نشان می‌دهند.

در مواردی که اطلاعات کافی در دست است که نشان دهد ساختگاه پل در فاصله‌ای بیش از ۵۰ کیلومتر از گسل فعال قرار دارد، اثر مؤلفهٔ قائم را می‌توان نادیده انگاشت.

در مورد پل‌های واقع در فاصلهٔ ۱۰ کیلومتری گسل فعال، نیاز به تحلیل خطر ومطالعات ژئوتکنیک لرزه‌ای ویژهٔ ساختگاه، در صورت عدم وجود اطلاعات مکفی ریز پهنه‌بندی محل ساختگاه، وجود خواهد داشت؛ مگر آنکه نوع و سیستم پل نشان‌دهندهٔ عدم حساسیت آن به مؤلفهٔ قائم باشد.

طی مطالعات ویژهٔ ساختگاه لازم است طیف‌های پاسخ ویژهٔ ساختگاه یا توابع تاریخچهٔ زمانی شتاب حرکت زمین برای تعیین تقاضا به روش‌های طیفی یا تاریخچهٔ زمانی تهیه شوند.

در مواردی که پل در حد فاصل افقی بین ۱۰ کیلومتر تا ۵۰ کیلومتری گسلی فعال قرار گرفته باشد نیز توصیه می‌گردد مطالعهٔ ویژهٔ ساختگاه به منظور ارزیابی آثار ناشی از مؤلفهٔ قائم بر پل به عمل آید. درمورد پل‌های مهم واقع در این حد فاصل از گسل فعال، بررسی اثر مؤلفهٔ قائم الزامی است.

در صورتی که از تحلیل دینامیکی به منظور ملحوظداشتن اثر مؤلفهٔ قائم زمین‌لرزه استفاده نشود، در ارتباط با نیروهای محوری ستون و لنگرهای خمشی و نیروهای برشی سازهٔ عرشه باید در ارزیابی ستون‌ها و سازهٔ عرشه جهت منظورداشتن اثر مؤلفهٔ قائم

زمین‌لرزه، نیروی محوری ستون و همچنین لنگر خمشی و نیروی برشی سازهٔ عرشه را در ضرایب $(۱\pm C_v)$ضرب نموده، حالات بحرانی را برای ارزیابی در نظر گرفت.

مقادیر C_v باید با توجه به نوع سیستم و مصالح پل و ویژگی‌های هندسی، نوع تقاضا، طول دهانه‌ها و وضعیت ساختگاهی تعیین گردد.

برای فواصل ساختگاه از گسل معادل ۱۰ تا ۵۰ کیلومتر ، مقدار C_v برای نیروی محوری ستون و نیروی برشی سازهٔ عرشه در مقاطع نزدیک تکیه‌گاه به ترتیب از ۰/۷ تا ۰/۱ توصیه می‌گردد. برای لنگر وسط دهانه، C_v از ۱/۴ تا ۰/۲ و برای لنگر تکیه‌گاهی از ۰/۶ تا ۰/۱ در نظر گرفته می‌شود.

در مورد پل‌های منظم واقع در فواصل بیش از۱۰ کیلومتر از گسل‌های فعال، مطالعه اثر مؤلفهٔ قائم ضروری نیست و اتخاذ تصمیم در مورد ملحوظداشتن اثر مؤلفهٔ قائم، با توجه به جمیع جهات و بر مبنای قضاوت مهندسی صورت خواهد گرفت.

در ارتباط با پل‌های نامنظم (پل‌هایی که معیار های انتظام پل‌ها را مطابق فصل هشتم ارضا نمی‌نمایند)، اثر مؤلفهٔ قائم با توجه به ملاحظات مذکور در فوق باید در نظر گرفته شود.

۹-۶- مقاومت اعضا

با توجه به تغییرات و تفاوت مقاومت مصالح موجود پل با مقادیر مشخصهٔ تعیین‌شده در نقشه‌ها و به کار گرفته شده در طراحی، تشخیص مقاومت دقیق مصالح امری دشوار خواهد بود. همچنین رواداری‌های ساخت در ابعاد قطعات و مقاطع اعضا و سایر رواداری‌های اجرایی نیز منابعی از عدم قطعیت را ارایه می‌دهند.

سطوح مقاومت به شرح زیر قابل گروه‌بندی می‌باشند.

۹-۶-۱- مقاومت اسمی، S_n

مقاومت اسمی یک عضو از تئوری شکست مقطع عضو برای مشخصات هندسی معلوم و مقاومت مشخصهٔ معین مصالح محاسبه می‌گردد. مقاومت درج شده در مدارک محاسبات فنی و نقشه‌ها و مشخصات فنی پروژه به عنوان مقاومت مشخصهٔ مصالح منظور می‌گردد.

۹-۶-۲- مقاومت طراحی، S_d

در تعیین مقاومت طراحی عضو کوشش بر آن است که اثر عوامل مؤثر بر عدم قطعیت در مقاومت مصالح، کیفیت اجرا و مهارت‌های فنی، ابعاد هندسی و نظایر آن، در حیطهٔ محتمل ملحوظ گردد. به این نیت، علاوه بر انجام محاسبات بر اساس مقاومت مشخصه (معمولاً با معیار پذیرش نتایج افزونتر از این میزان مقاومت برای حداقل ۹۵٪ از نمونه‌ها)، برای تعیین مقاومت طراحی عضو،ضریب کاهش مقاومت، ϕ، نیز بسته به ماهیت اثرات اعمالی و ویژگی‌های مقاومتی مرتبط، به مقاومت اسمی اعمال می‌شود.

به عبارت دیگر،

$$S_d = \phi\, S_n \qquad (۸_۹)$$

۹-۶-۳- مقاومت مورد انتظار، S_e

در مقاومت مورد انتظار عضو، نیت آن است که مقاومت میانگین محتمل مصالح (که معمولاً به اندازهٔ ملموسی از مقاومت مشخصه در موارد اعمال سیستم کارای کنترل کیفیت افزون‌تر است) ملحوظ گردد.

مقاومت‌های مورد انتظار را می‌توان از آزمایش‌های مخرب و غیرمخرب مصالح پل موجود به دست آورد. مقاومت مورد انتظار، S_e، با اعمال ضریب افزایش ϕ_e بر مقاومت اسمی به دست می‌آید:

$$S_e = \phi_e S_n \qquad (۹_۹)$$

مقادیر ϕ_e بتن و فولاد از نتایج ثبت‌شدهٔ آزمایش‌های مصالح در حین ساخت، آزمایش‌های مغزه‌های اخذ شده از مواضع متفاوت پل و یا آزمایش‌های غیرمخرب مصالح پل، مطابق با جزییات برنامهٔ پیش‌بینی‌شده برای آزمایش‌ها (برنامهٔ آزمایش‌های جامع، متعارف یا حداقل) تعیین می‌گردد. در صورت عدم انجام یا تکافوی آزمایش‌های محلی و اطلاعات حین ساخت، در مورد مصالح فولادی، مقدار ϕ_e برابر با ۱/۱۵و برای مصالح بتن آرمه برابر با ۱/۳ در نظر گرفته می‌شود. به عبارت دیگر مقاومت مورد انتظار مصالح، معادل ϕ_e برابر مقاومت مشخصهٔ مصالح اختیار می‌گردد.

۹-۶-۴- مقاومت افزون، S_o

مقاومت افزون، تمامی عوامل مؤثر بر افزایش مقاومت عضو نسبت به مقادیر اسمی آن را در بر می‌گیرد:

که شامل مقاومت جاری‌شدن افزودهٔ فولاد در مقایسه با مقاومت مشخصهٔ مربوطه، اثر سخت‌شدگی کرنشی، کسب مقاومت بتن نسبت به زمان و مقاومت افزودهٔ مقادیر مقاومت میانگین بتن در مقایسه با مقاومت مشخصهٔ بتن، تغییرات در ابعاد، آرماتورهای اضافی و ورق‌های اضافی اجرایی مورد استفاده در حین ساخت و مفروضات محافظه‌کارانه طراحی خواهد بود.

ضریب مقاومت ذخیره ϕ_o برای برقرار نمودن ارتباط بین مقاومت افزون و مقاومت اسمی به کار گرفته می‌شود:

$$S_o = \phi_o S_n \qquad (۱۰_۹)$$

۹-۷- مفاهیم طراحی ظرفیتی

۹-۷-۱- پایه تک ستونی

ظرفیت خمشی افزون ستون براساس روش‌های این راهنما می‌گردد. اثر خمش و برش دو محوری باید برای ستون‌ها در نظر گرفته شود. در مورد پایه‌های دیواره‌ای، محاسبات تک محوری برای محور ضعیف معمولاً کفایت می‌نماید. ضریب مقاومت افزون ϕ_o برابر با ۱/۴ در نظر گرفته می‌شود. بار محوری ستون حاصل‌جمع بار محوری ناشی از تحلیل الاستیک نیروهای ناشی از زلزله و بارهای محوری مرده و بخشی از بار زنده خواهد بود که در بند ۹ـ۲ـ۲ـ۱ ذکر گردید. مقاومت افزون ستون برای کنترل و ارزیابی اتصالات و اعضایی که از نظر مقاومتی حفاظت می‌گردند و به ستون متصل می‌باشند (مانند سرستون و شالوده) به کار گرفته می‌شود.

پس از تعیین مقاومت افزون خمشی ستون، مقاومت برشی متناظر با آن با اعمال شرایط تعادل استاتیکی به دست می‌آید. در مواردی که ستون‌ها جرم قابل ملاحظه‌ای داشته باشند، این روش ممکن است برای تعیین نیروی برشی در جهت عدم اطمینان باشد.

در صورتی‌که رقوم شالودهٔ ستون به میزان قابل ملاحظه‌ای زیر تراز کف محوطه‌سازی باشد، باید احتمال تشکیل لولای پلاستیک در تراز زیر سطح زمین محوطه و بالای محل اتصال ستون به شالوده مورد توجه قرار داده شود. در این حالت، احتمال دارد به دلیل سختی جانبی خاک‌ریز روی شالوده، لولای پلاستیک درست بالای تراز شالوده تشکیل نگردد. در این حالت، برای تعیین نیروی برشی، ارتفاع بین دو لولای پلاستیک فوقانی و تحتانی ستون باید براساس محل محتمل تشکیل لولای پلاستیک در نظر گرفته شود.

بنابراین نیروهای متناظر با تشکیل لولاهای پلاستیک در یک ستون منفرد عبارت خواهند بود از:

- نیروی محوری حاصل از تحلیل الاستیک غیرخطی تحت تأثیر بارهای ناشی از زلزله (مقادیر حداکثر و حداقل) به‌علاوهٔ بار محوری مرده.
- لنگرهای خمشی براساس مقاومت خمشی افزون بالا و پایین ستون.
- نیروی برشی محاسبه‌شده براساس مقاومت افزون خمشی بر مبنای تعادل استاتیکی با در نظرگرفتن موقعیت واقعی تشکیل لولاهای پلاستیک در ستون.

۹-۷-۲- پایه‌های چند ستونه

نیروهای پایه‌های دارای دو یا چند ستون و سرستون باید برای صفحهٔ قاب متشکل از ستون‌ها و سرستون و جهت متعامد آن محاسبه گردد.

نیروهای متعامد بر صفحهٔ قاب مزبور مطابق با نیروهای پایه‌های منفرد محاسبه می‌گردند.

نیروهای درون صفحهٔ قاب تشکیل دهندهٔ پایه به صورت ارایه شده در نگاره ۹ـ۱ محاسبه می‌گردند.

الف) تعیین ظرفیت افزون خمشی ستون با در نظر گرفتن $\phi_o = 1/4$ و براساس نیروی محوری معادل نیروی محوری ناشی

↓

ب-۱) تعیین نیروی برشی ستون با استفاده از مقادیر محاسبه شدهٔ ظرفیت خمشی افزون ستون.

.....

ب-۲) تعیین نیروی برشی بیشینهٔ کل پایه چند ستونه به صورت حاصل جمع نیروهای برشی تک‌تک ستون‌ها.

↓

ج-۱) نیروی برشی پایه مورد بررسی در تراز مرکز جرم سازه عرشه اعمال و نیروهای محوری ستون‌ها تحت تأثیر این نیرو محاسبه می‌گردند.

.....

ج-۲) نیروی محوری محاسبه‌شده در گام بالا، با نیروی محوری ناشی از بارهای مرده ترکیب و براساس نیروی محوری بیشینه و کمینهٔ حاصله، مقاومت خمشی افزون پایه محاسبه می‌گردد.

.....

ج-۳) نیروی برشی اصلاح‌شده براساس مقاومت خمشی افزون جدید تعیین می‌شود.

.....

ج-۴) در صورتیکه نیروی برشی جدید بیش از ۱۰٪ با نیروی برشی محاسبه‌شده در مرحله (ب) فوق تفاوت داشته باشد، باید به مرحلهٔ (ج-۱) مراجعه و محاسبات با نیروی برشی جدید تکرار شود. در غیر این صورت، نیروهای متناظر با تشکیل لولای پلاستیک در تک‌تک ستون‌ها در صفحهٔ پایه چند ستونه ملاک عمل در نظرگرفته‌می‌شوند.

نگاره ۹ ـ ۱

۹-۸- ظرفیت مقاومتی اعضای پل

۹-۸-۱- مقاومت خمشی ستون‌ها و تیرهای بتن‌آرمه

۹-۸-۱-۱- مقاومت خمشی مورد انتظار

مقاومت خمشی اعضا (با یا بدون بارهای محوری) براساس رفتار تک آهنگ عضو و با فرض توزیع خطی کرنش در مقطع محاسبه می‌شود. روابط تنش ـ کرنش براساس معـادلات بنیادین مصالح مورد استفـاده قرار داده می‌شوند. در تحلیل لنگر ـ انحنا، می‌توان محاسبات را براساس مقاومت سیلان مورد انتظار میلگرد فولادی و حد ارتجاعی رفتار بتن به عمل آورد و ظرفیت افزون بیشینه و ظرفیت دورانی عضو را محاسبه نمود.

فرضیات ساده شدهٔ زیر را نیز می‌توان در این محاسبات اعمال نمود:

- توزیع تنش بتن غیرمحصور به صورت راست‌گوشه در نظر گرفته می‌شود.
- فولاد با فرض رفتار الاستیک – پلاستیک کامل در محاسبات ملحوظ می‌گردد.
- کرنش حداکثر بتن در آخرین تارها برابر ۰/۰۰۳ منظور می‌گردد.
- تنش میانگین بتن در ناحیه مؤثر فشاری برابر $۰/۸۵\, f'_{ce}$ در نظر گرفته می‌شود که در آن f'_{ce} عبارت‌است از مقاومت مورد انتظار نمونهٔ سیلندری بتن بر حسب مگا پاسکال.
- تنش سیلان مورد انتظار میلگرد فولادی طولی برابر با f_{ye} خواهد بود که از آزمایش یا در صورت عدم انجام آزمـایش، براساس ۱/۱۵ برابر مقـاومت مشخصهٔ مندرج در نقشه‌هـا در نظر گرفته می‌شود، در مورد پل‌های مهم لازم‌است تنش سیلان مورد انتظار از طریق آزمایش تعیین شود.
- بعد مؤثر بلـوک تنشی بـتن، a، عبارت است از $\beta_1 C$ که در آن C عمق تـار خنثی و β_1 بـه شرح زیر تعیین می‌شود:

جدول شمارهٔ ۹-۲

مقاومت مورد انتظار بتن f'_{ce} $\left(N/mm^2\right)$	β_1
≤ ۳۰	۰/۸۵
≥ ۶۰	۰/۶۵
$۶۰ > f'_{ce} > ۳۰$	$۰/۶۵ + ۰/۰۲ \times \left(\frac{۶۰ - f'_{ce}}{۳۰}\right)$

مقاومت خمشی مورد انتظار عضو بتن آرمه (M_e) براساس روش تحلیل پلاستیک عبارت‌است از:

$$M_e = f_{ce}^{'} A_g D(R_{Mb}) \left\{ ۱ - \left[\frac{(R_{Pe} - R_{Pb})}{(R_{Pt} - R_{Pb})} \right] \right\} \qquad (۹_۱۱)$$

که در آن:

$R_{Pe} = \frac{P_e}{A_g f_{ce}^{'}} \equiv$ نسبت تنش محوری محاسبه شده براساس ترکیب بارهای ثقلی و زلزله به تنش فشاری ظاهری مورد انتظار مقطع بتنی

$R_{Pb} = \left[\frac{P_b}{f_{ce}^{'} A_g} \right] = ۰/۴۲۵ \beta_۱ \equiv$ نسبت ظرفیت بار محوری در لنگر اسمی حداکثر مقطع متوازن

$R_{Pt} = -\rho_t \frac{f_{ye}}{f_{ce}^{'}} \equiv$ نسبت ظرفیت کششی محوری ستون براساس خواص مورد انتظار مصالح به مقاومت فشاری ظاهری مورد انتظار مقطع بتنی و

$$R_{Mb} = \frac{M_b}{f_{ce}^{'} A_g D} = \left\{ \left[K_{sh}(-R_{Pt}) \left(\frac{D^{'}}{D} \right) \right] + \left[\frac{(R_{pb})(۱ - \kappa_o)}{۲} \right] \right\} \qquad (۹_۱۲)$$

که درآن:

$D^{'}$ عبارت است از قطر دایره تشکیل‌دهنده گام آرماتور دور پیچ در مقاطع دایروی یا فاصلهٔ خارج به خارج آرماتور طولی در مقاطع راست‌گوشه که برای سهولت امر، به تقریب برابر با $۰/۸D$ اختیار می‌گردد، که در آن D بعد ظاهری مقطع می‌باشد.

K_{sh} عبارت است از ضریب شکل مقطع، برابر با:

۰/۳۲ برای مقطع دایروی

۰/ ۳۷۵ برای مقطع مربع مستطیل شکل

۰/۲۵ برای خمش حول محور قوی پایه‌های دیواره‌ای شکل

۰/۵ برای خمش حول محور ضعیف پایه‌های دیواره‌ای شکل

κ_o ضریب مربوط به موقعیت مرکز سطح بلوک تنشی بتن، برابر با:

۰/۶ برای مقاطع دایروی

۰/۵ برای مقاطع راست‌گوشه

۹-۸-۱-۲- ظرفیت افزون خمشی

در روش‌های ارزیابی ظرفیت مبتنی بر مکانیسم‌های گسیختگی پلاستیک، باید کرانهٔ بالایی ظرفیت خمشی یا ظرفیت افزون خمشی M_{P_o} پایه را تعیین نمود.

روش ۱: تحلیل مقطع از دیـدگاه همسازی برای محاسبهٔ ظرفیت افزون خمشی، M_{Po} به کار می‌رود که در آن، مقاومت‌های مورد انتظار مصالح، خواص بتن محصورشده، اثر سخت‌شدگی کرنشی آرماتور طولی ملحوظ گردیده باشد.

روش ۲: M_{P_o} به تقریب از طریق بـه مـقیاس بزرگ‌نمودن مقاومت خمشی مورد انتـظار، M_e، با ضریب مقیاس ۱/۴ به دسـت می‌آید. به عبارت دیگر:

$$M_{Po} = ۱/۴ M_e \qquad (۱۳_۹)$$

روش ۳: M_{p_o}، از تحلیل پلاستیک مقطع بر اساس مقاومت بتن محصور و مقاومت نهایی کششی فولاد طولی به دست می‌آید.

$$M_{P_o} = \left(f_c^{'} A_g D\right)\left(R_{M b_o}\right)\left[۱ - \frac{\left(R_{Pe} - R_{Pbcc}\right)}{\left(R_{Pt_o} - R_{Pbcc}\right)}\right] \qquad (۱۴_۹)$$

$R_{Pe} = \dfrac{P_e}{A_g f_c^{'}} \equiv$ نسبت تنش محوری ستون محاسبه شده براساس ترکیب بارهای مرده و زلزله به مقاومت فشاری نهایی مقطع ظاهری بتن غیرمحصور،

$R_{Pt_o} = -\rho \dfrac{f_{Su}}{f_c^{'}} \equiv$ نسبت ظرفیت کششی محوری ستون به مقاومت فشاری نهایی مقطع ظاهری بتن غیرمحصور،

$R_{Pbcc} = \dfrac{P_{bcc}}{f_c^{'} A_g} = ۰/۵\alpha\beta \dfrac{A_{cc}}{A_g} \equiv$ نسبت ظرفیت نیروی محوری متناظر با لنگر متوازن محصورشدهٔ حداکثر مقطع، و

$$R_{Mb_o} = \left(f_c^{'} A_g D\right) \times \left\{\left[K_{sh} \times \left(-R_{Pt_o}\right) \times \left(\frac{D^{'}}{D}\right)\right] + \left[\left(R_{Pbcc}\right) \times \frac{\left(۱ - \kappa_o\right)}{۲}\right]\right\} \qquad (۱۵_۹)$$

که در آن علاوه بر تعاریف قبلی:

f_{Su} = مقـاومت کششی نهـایی آرماتور طولی، که براسـاس آزمایش‌هـای کوپن کششی تعیین می‌گردد. در غیاب چنین آزمایش‌هایی، $f_{Su} = ۱/۵\, f_{ye}$ فرض می‌شود:

α و β = ضرائب بلوک تنشی بتن محصور،

A_{cc} =مساحت سطح هستهٔ بتنی محصور،

A_g = مساحت سطح مقطع ظاهری ستون،

α = نسبت تنش متوسط بتن تحت فشار به مقاومت بتن محصور،

$$\alpha = ۰/۸۵ + ۰/۱۲\left(\frac{f_{cc}^{'}}{f_{ce}^{'}} - ۱\right)^{۰/۴}$$

$\beta \equiv$عمق بلوک تحت تنش بتن

$$\beta = ۰/۸۵ + ۰/۱۳\left(\frac{f_{cc}^{'}}{f_{ce}^{'}} - ۱\right)^{۰/۶}$$

مقدار $f_{cc}^{'}$ برای مقاطع دایروی از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$f_{cc}^{'} = ۲/۲۵۴\, f_{ce}^{'}\sqrt{۱ + ۷/۹۴\frac{f_{l}^{'}}{f_{ce}^{'}}} - ۲\, f_{l}^{'} - ۱/۲۵۴\, f_{ce}^{'} \qquad (۹\text{-}۱۶)$$

در رابطه فوق:

$f_{l}^{'} = \frac{۱}{۲} k_e \rho_s f_{yh} \equiv$ تنش جانبی محصورکنندهٔ ناشی از آرماتورهای عرضی در حد جاری‌شدن،

$\rho_s = \frac{۴A_{bh}}{sD^{''}} \equiv$ نسبت حجمی آرماتورهای دورپیچ به بتن هسته مرکزی،

$k_e = \frac{۱ - x\frac{s}{D^{''}}}{۱ - \rho_{cc}} \equiv$ ضریب تأثیر محصورکنندگی آرماتورهای دور پیچ یا حلقوی،

$x \equiv$ ۰/۵ برای دور پیچ؛ ۱/۰ برای آرماتورهای عرضی حلقوی

$s \equiv$ فاصله گام دور پیچ یا آرماتورهای عرضی حلقوی، و

$D^{''} \equiv$ قطر کل دور پیچ یا آرماتور حلقوی از محور تا محور آرماتور عرضی.

۹-۸-۱-۳- مقاومت خمشی ستون دارای وصله آرماتور در ناحیه تشکیل مفصل پلاستیک

در پل‌های قدیمی، اغلب درست در بالای شالوده، آرماتورهای انتظار نصب و منقطع گردیده و وصلهٔ آرماتور ستون‌ها در محل تشکیل لولای پلاستیک اجرا می‌گردیده‌اند. در چنین مواردی، انتظار می‌رود مقاومت خمشی ستون کاهش یابد. تخمین اولیه برای تعیین مقاومت خمشی کاهش‌یافته در این ناحیه برای چنین ستون‌هایی، M_s، برمبنای مقایسه طول وصله موجود، l_{ls}، با مقدار حداقل l_s لازم تعیین می‌گردد:

$$M_s = M_e\left(\frac{l_{ls}}{l_s}\right) \le M_e \qquad (۹\text{-}۱۷)$$

که در آن:

$l_s = ۰/۴\frac{f_{ye}}{\sqrt{f_{ce}^{'}}} d_b \equiv$ طول وصله لازم محاسباتی، و

$d_b \equiv$ قطر آرماتور طولی وصله‌شده.

۹-۸-۲-مقاومت برشی ستون‌ها و تیرهای بتن‌آرمه

مقاومت برشی اعضای بتنی ترک‌خورده تحت تأثیر بارگذاری رفت و برگشتی و افزایش دوران در موضع مفصل پلاستیک کاهش می‌یابد. دو حالت مقاومت برشی در نظر گرفته می‌شوند: الف) مقاومت برشی اولیه، V_i ب) مقاومت برشی نهایی، V_f.

تحت تأثیر بارگذاری چرخه‌ای پیشرونده، ناشی از ترک‌خوردگی بتن و سیلان فولاد طولی، کاهش مشارکت و زوال مقاومت بتن، V_c، اتفاق می‌افتد.

۹-۸-۲-۱- مقاومت برشی اولیه V_i

$$V_i = V_s + V_P + V_{ci} \qquad (۹\text{-}۱۸)$$

که در آن،

$V_s \equiv$ نیروی برشی ناشی از مشارکت آرماتورهای فولادی از طریق عملکرد خرپاگونه،

$V_P \equiv$ نیروی برشی ناشی از عملکرد فشاری ستون، و

$V_{ci} \equiv$ نیروی برشی ناشی از ایجاد میدان کششی قطری در بتن.

$$V_s = A_v f_{yh} \frac{D''}{s} Cot\theta$$

$A_v \equiv$ مساحت سطح مقطع تنگ‌ها (آرماتورهای عرضی) برابر با:

$A_{bh} \equiv$ سطح مقطع یک ساق آرماتور عرضی یا دور پیچ،

$f_{yh} \equiv$ تنش سیلان آرماتور عرضی یا دور پیچ،

$D'' =$ قطر کل دور پیچ یا آرماتور حلقوی یا فاصله بین دو ساق تنگ پیرامونی از مرکز تا مرکز آرماتور عرضی،

$s =$ فاصله آرماتورهای عرضی در امتداد طول ستون،

$\theta =$ زاویه صفحهٔ شکست اصلی با صفحهٔ قائم:

$$\tan\theta = \left[\frac{۱/۶\,\rho_v A_e}{\Lambda \rho_t A_g}\right]^{۰/۲۵}$$

$\Lambda \equiv$ ضریب منعکس‌کنندهٔ شرایط سرحدی ستون:

$$\Lambda = \begin{cases} ۲ & \text{برای ستون دو سر درگیر} \\ ۱ & \text{برای ستون یک سرگیردار و یک سرمفصل} \end{cases}$$

$A_e \equiv$ مساحت سطح مؤثر برشی (برای مقاطع دایروی و راست‌گوشه برابر با $۰/۸A_g$ فرض می‌گردد)،

$\rho_t \equiv$ نسبت مساحت کل آرماتور طولی به مساحت سطح مقطع ظاهری ستون:

$$\rho_t = \frac{A_{st}}{A_g}$$

$\rho_v \equiv$ نسبت حجمی آرماتور عرضی برشی:

$$\rho_v = \begin{cases} \dfrac{A_v}{b_{ws}} & \text{برای ستون‌های راست‌گوشه} \\ \dfrac{\rho_s}{۲} = \dfrac{۲A_{bh}}{sD''} & \text{برای ستون‌های دایروی} \end{cases}$$

$A_V \equiv$ مساحت سطح مقطع آرماتورهای عرضی

$b_w \equiv$ فاصلهٔ مرکز تا مرکز آرماتورهای عرضی برشی در امتداد عرض مقطع راست‌گوشه برای ستون‌های با مقطع مربع مستطیل شکل

- مقاومت برشی ناشی از عملکرد فشاری ستون $V_P = \dfrac{\Lambda}{۲}.P.\tan\alpha$

که در آن Λ به شرح فوق و

$P \equiv$ نیروی فشاری ستون، و

$\alpha \equiv$ زاویه تعریف شده به صورت:

$j_d \equiv$ بازوی اهرم داخلی ستون فشاری،

$$\tan\alpha = \frac{j_d}{L}$$

$L \equiv$ طول ستون.

- مقاومت برشی ایجاد شده از طریق میدان کششی قطری بتن عبارت است از:

$$V_{ci} = ۰/۳\sqrt{f'_{ce}}.A_e$$

۹-۸-۲-۲- مقاومت برشی نهایی، V_f

$$V_f = V_s + V_P + V_{cf} \qquad (۱۹_۹)$$

که در آن V_S و V_P مطابق سطور بالا محاسبه می‌گردند و V_{cf}، مقاومت برشی کاهش یافته نهایی قابل تحمل بتن پس از بروز پلاستیسیته در محل تشکیل لولای پلاستیک، ناشی از آثار بارگذاری چرخه‌ای می‌باشد:

$$V_{cf} = ۰/۰۵\sqrt{f'_{ce}}A_e$$

۹-۸-۳- مقاومت برشی اتصالات تیر به ستون

۹-۸-۳-۱- مقاومت برشی اتصال

روش کنترل تنش اصلی به عنوان عامل تعیین مقاومت برشی اتصال تیر به ستون به کارگرفته می‌شود. اتصال بین تیر و ستون تا آنجا که تنش کششی اصلی در اتصال از $۰/۳\sqrt{f'_{ce}}$ $\left(N/mm^2\right)$ کمتر باشد، ترک‌نخورده و عمدتاً الاستیک باقی می‌ماند. وقتی تنش کششی اصلی به این میزان رسید، ترک‌خوردگی قطری محتمل و قابل انتظار است و ترک قطری کامل در تنش اصلی حدود $۰/۴۲\sqrt{f'_{ce}}$ $\left(N/mm^2\right)$ به وجود خواهد آمد. که این مقدار اخیرالذکر را به عنوان مقاومت اتصال در نظر می‌گیرند.

در حالتی‌که مقدار تقاضای نیروی برشی متناظر با ظرفیت افزون خمشی عضو در اتصال از این میزان تجاوز نماید، اتصال را از نظر برشی بحرانی می‌نامند و رفتار سیستم از طریق مقاومت کاهش یافته اتصال کنترل خواهد شد.

مقاومت برشی اتصال تیر به ستون عبارت است از:

$$V_j = v_j A_{jh} \qquad (۹-۲۰)$$

که در آن:

$A_{jh} \equiv$ مساحت سطحی از اتصال که در برش افقی اندازه‌گیری می‌شود،

$v_j \equiv$ تنش برشی میانگین اتصال؛ v_j را می‌توان از تحلیل دایرهٔ موهر با توجه به تنش‌های اصلی اتصال تحت تأثیر ترکیب عوامل f_v ، f_h و v_j از رابطهٔ زیر به دست آورد:

$$v_j = \sqrt{P_t^2 - P_t\left(f_v + f_h\right) + 2 f_v f_h}$$

که در آن، f_v عبارت است از تنش محوری میانگین اتصال (کشش مثبت و فشار منفی در نظر گرفته می‌شود)،

$f_h \equiv$ تنش محوری افقی میانگین وارده بر اتصال (معمولاً برابر صفر است، مگر در مواردی که پیش‌تنیدگی افقی بر آن اعمال شده باشد)، و

$P_t \equiv$ تنش کششی اصلی (کشش با علامت مثبت در نظر گرفته می‌شود).

رفتار اتصال معمولاً با مقدار P_t کنترل می‌گردد.

۹-۸-۳-۲- حداکثر مقاومت اتصال تیر به ستون، V_{ji} (مقاومت برشی اولیه)

حداکثر مقاومت اتصال تیر به ستون در مرحله‌ای ایجاد می‌شود که ترک قطری کامل به وجود آمده باشد و این در شرایطی اتفاق می‌افتد که تنش کششی اصلی اتصال، P_t به مقدار $۰/۴۲\sqrt{f'_{ce}}$ برسد. V_{ji} با جایگزینی P_t در رابطهٔ فوق با مقدار اخیرالذکر به‌دست می‌آید.

۹-۸-۳-۳- مقاومت اتصال تیر به ستون ترک‌خورده، V_{jf} (مقاومت برشی نهایی پس‌ماند)

ظرفیت برشی پس‌ماند اتصال پس از ترک‌خوردگی و زوال مقاومت با قرارداد $P_t = ۰/۳\sqrt{f'_{ce}}$ محاسبه می‌شود.

۹-۸-۴- ظرفیت تغییرشکل اعضای پل

ارزیابی ظرفیت تغییرمکانی پل، باید با در نظرگرفتن رابطهٔ غیرخطی بین بار و تغییرشکل ستون و تیر باشد. لذا لازم‌است روابط رفتاری نیرو ـ تغییرشکل، لنگر ـ انحناء و نیروی برشی ـ اعوجاج برای اعضا معلوم باشد.

در چنین تحلیلی می‌توان ستون‌ها، سرستون‌ها، شالوده‌ها و شمع‌ها را توسط اعضای قاب با فرض قابلیت تشکیل لولای پلاستیک متمرکز در انتهای آنها مدل‌سازی نمود.

روش‌های دقیق‌تر مدل‌سازی و تحلیل اجزای محدود را نیز می‌توان به این نیت به‌کار برد.

معذلک باید کوشش نمود تا مدل تا حد امکان نمایشگر رفتار واقعی اعضا و اجزای مجموعهٔ پل باشد.

۹-۸-۴-۱- انحنای پلاستیک و دوران مفصل پلاستیک، ϕ_p

تغییر مکان نهایی، Δ_u، یک ستون طره‌ای تحت تأثیر نیروی جانبی F را می‌توان از رابطه زیر محاسبه نمود:

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p \qquad (۹\text{-}۲۱)$$

Δ_e عبارت‌است از تغییرمکان الاستیک به شرح زیر:

$$\Delta_e = \frac{FL^3}{3E_cI_{eff}}$$

که در آن L عبارت‌است از طول ستون در حد فاصل بین انتهای گیردار تا بالای آزاد ستون برای ستون‌های طره‌ای یا فاصلهٔ بین انتهای گیردار تا نقطهٔ عطف برای ستون‌های دو سرگیردار.

E_cI_{eff} عبارت‌است از صلبیت خمشی مؤثر منعکس کنندهٔ میزان ترک‌خوردگی عضو.

در حالی‌که عضو به مقاومت پلاستیک (F_p, M_p) رسید، $\Delta_e = \Delta_y$ می‌شود که

$$\Delta_y = \frac{F_pL^3}{3E_cI_{eff}} = \frac{M_pL^2}{3EI_{eff}} = \frac{\phi_yL^2}{3} \qquad \text{و} \qquad \phi_y = \frac{2\varepsilon_y}{D'} = \frac{2f_y}{E_sD'}$$

در رابطهٔ فوق، M_p عبارت‌است از ظرفیت لنگر پلاستیک و ϕ_y انحنای اسمی متناظر با مرحله آغازین جاری‌شدن می‌باشد.

تغییر مکان پلاستیک Δ_p در رابطه (۹ـ۲۱) شامل بخش پلاستیک تغییر مکان می‌باشد که از رابطه زیر قابل استخراج است:

$$\Delta_p = \phi_pL_p(L - 0.5L_p)$$

L_P در رابطهٔ فوق عبارت‌است از طول معادل مفصل پلاستیک به شرح زیر می‌باشد:

$$L_p = 0.08L + 4400\ \varepsilon_yd_b$$

که در آن d_b قطر آرماتور کششی طولی و L طول برشی یا ارتفاع مؤثر ستون می‌باشد:

$$L = \frac{M}{V}$$

ظرفیت انحنای پلاستیک بستگی به صورت خرابی مقطع داشته و به میزان قابل ملاحظه‌ای وابسته به مقدار آرماتور عرضی است. مقادیر ϕ_P برای حالات حدی وابسته به تغییرشکل ذیلاً ارایه شده‌اند.

انحنای پلاستیک در واقع مابه‌التفاوت انحنای کل و انحنای متناظر با حدجاری‌شدن می‌باشد.

$$\phi_p = \phi_u - \phi_y \qquad (۲۲_۹)$$

۹-۸-۴-۲- دوران مفصل پلاستیک، θ_p

دوران کل از حاصل جمع دوران متناظر با حد جاری‌شدن و دوران پلاستیک به دست می‌آید:

$$\theta_u = \theta_y + \theta_p \qquad (۲۳_۹)$$

$$\theta_y = \frac{\Delta_y}{L} = \frac{\phi_y L}{۳} \qquad (۲۴_۹)$$

$$\theta_p = \phi_p L_p \qquad (۲۵_۹)$$

۹-۸-۵- حالات حدی مبتنی بر تغییر شکل

حالت حدی حاکم عبارت است از حالت حدی متناظر با کمترین میزان ظرفیت دوران پلاستیک مرتبط.

۹-۸-۵-۱- خرابی فشاری بتن غیرمحصور

انحنای پلاستیک متناظر با خرابی تحت فشار در بتن غیر محصور از طریق رابطهٔ زیر ارایه می‌گردد:

$$\phi_p = \frac{\varepsilon_{cu}}{c} - \phi_y \qquad (۲۶_۹)$$

که در آن ε_{eu} عبارت‌است از کرنش فشاری نهایی بتن، که باید برای بتن غیرمحصور به ۰/۰۰۵ محدود گردد و c عبارت‌است از فاصلهٔ بین تار خنثی تا آخرین تار فشاری مقطع عضو.

۹-۸-۵-۲- خرابی فشاری بتن محصور

در مورد بتن محصورشده توسط دور پیچ، تنگ‌ها و آرماتورهای عرضی، کرنش فشاری با شروع شکست آرماتورهای عرضی محصورکننده محدود می‌گردد. در حالی‌که این نوع از خرابی به نحـــوهٔ اعمال بار رفت و برگشت وابسته است، رابطه (۹ـ۲۷) تخمین محافظه‌کارانه‌ای برای انحنای پلاستیک به‌دست می‌دهد:

$$\phi_p = \frac{\varepsilon_{cu}}{(c - d'')} - \phi_y \qquad (۲۷_۹)$$

در رابطهٔ فوق:

c عبارت است از فاصله از آخرین تار فشاری قشر بتنی محافظ آرماتور تا محور خنثای مقطع که انتظار می‌رود این قشر محافظ تحت تأثیر بارهای رفت و برگشت ریزش نماید؛

d'' فاصله آخرین تار فشاری قشر بتنی محافظ آرماتور تا مرکز سطح محصورشده توسط آرماتور عرضی؛

ε_{cu} کرنش فشاری نهایی بتن هسته محصورشده:

$$\varepsilon_{cu} = ۰/۰۰۵ + \frac{۱/۴ \rho_s f_{yh} \varepsilon_{su}}{f'_{cc}}$$

که در آن ε_{su} عبارت‌است از کرنش متناظر با تنش حداکثر در آرماتور عرضی،

f_{yh} تنش سیلان فولاد عرضی،

ρ_s نسبت حجمی فولاد عرضی، و

f'_{cc} مقاومت بتن محصورشده.

در مورد ستون‌های دارای آرماتورهای محصورکننده به میزان مکفی، احتمال وقوع این مد خرابی اندک است؛ در عوض مد خرابی ناشی از خستگی کم تواتر، مکانیسم کنترل‌کنندهٔ محتمل‌تر خواهد بود.

۹-۸-۵-۳- کمانش آرماتورهای طولی

در مواردی که عضو فشاری دارای آرماتورهای عرضی کافی نبوده، فاصلهٔ گام‌های دور پیچ‌ها یا تنگ‌ها، S ، از ۶ برابر قطر میلگرد طولی تجاوز نماید، کمانش موضعی آرماتورهای طولی در مواضعی که تحت کرنش‌های زیاد قرار گیرد، محتمل خواهد بود.

انحنای پلاستیک این گونه خرابی از رابطهٔ (۹ـ۲۸) به‌دست می‌آید:

$$\phi_p = \frac{\varepsilon_b}{(c - d')} - \phi_y \qquad (۹ـ۲۸)$$

به دست می‌آید. که در آن d' فاصلهٔ آخرین تار فشاری تا مرکز نزدیک‌ترین فولاد فشاری و ε_b کرنش متناظر با کمانش میلگرد می‌باشد. در حالاتی‌که $۳۰d_b > S > ۶d_b$ کرنش متناظر با کمانش را معادل دو برابر کرنش سیلان فولاد طولی در نظر می‌گیرند:

$$\varepsilon_b = \frac{۲ f_y}{E_s}$$

۹-۸-۵-۴- شکست فولاد طولی

شکست ناشی از کشش در فولاد طولی آنگاه که کرنش کششی به میزان بحرانی $\varepsilon_{s\max}$ برسد، مورد انتظار خواهد بود.

این‌گونهٔ خرابی تحت تأثیر آثار حوزه نزدیک زلزله و اعمال حرکات پالس مانند (اعمال کرنش سریع و ناگهانی منجر به کاهش قابلیت جذب انرژی) محتمل خواهد بود. انحنای پلاستیک در ارتباط با این گونه خرابی به شرح زیر محاسبه می‌گردد:

$$\phi_p = \frac{\varepsilon_{S\max}}{(d - c)} - \phi_y \qquad (۹ـ۲۹)$$

که در آن d فاصلهٔ لایه خارجی فولاد طولی از آخرین تار فشاری بتن و c فاصلهٔ آن تا محور خنثای مقطع می‌باشد. کرانه بالایی $\varepsilon_{S\max}$ برابر با ۰/۱ در نظر گرفته می‌شود.

۹-۸-۵-۵- خستگی کم تواتر فولاد طولی

با توجه به آنکه زلزله تلاش‌های رفت و برگشت بر پل و اعضا و اجزای آن وارد می‌نماید، احتمال بروز خستگی کم تواتر فولاد طولی وجود خواهد داشت. این امر به ویژه در مواردی‌که ستون به خوبی محصورشده و از بروز سایر انواع خرابی جلوگیری گردد، حایز اهمیت است.

انحنای پلاستیک متناظر با بروز خستگی کم تواتر از رابطه ۹-۳۰ تخمین زده می‌شود.

$$\phi_p = \frac{۲\varepsilon_{ap}}{D'} \qquad (۳۰_ ۹)$$

که در آن ε_{ap} عبارت است از دامنه کرنشی پلاستیک اعمالی که از رابطهٔ زیر محاسبه می‌شود:

$$\varepsilon_{ap} = ۰/۰۸ (۲N_f)^{-۰/۵}$$

$۲ \le N_f = \frac{۳/۵}{\sqrt[۳]{T_n}} \le ۱۰$ عبارت‌است از تعداد مؤثر سیکل‌های با دامنهٔ ثابت بارگذاری که منجر به شکست خواهد گردید و T_n پریود طبیعی ارتعاشی پل می‌باشد.

۹-۸-۵-۶- خرابی در ناحیه وصله آرماتورهای طولی

در صورت حضور وصله‌های آرماتور در ناحیه تشکیل لولای پلاستیک، احتمال بروز دو گونه خرابی متفاوت وجود دارد که تابع طول وصله مورد نیاز، l_s می‌باشد:

$$l_s = ۰/۴ (\frac{f_{ye}}{\sqrt{f'_{ce}}}) d_b \qquad (۳۱_ ۹)$$

که در آن d_b قطر آرماتور طولی در ناحیه وصله، f_{ye} مقاومت سیلان مورد انتظار آرماتور طولی در ناحیه وصله و f'_{ce} مقاومت مورد انتظار بتن پوششی ناحیه وصله می‌باشد. در رابطهٔ فوق f_{ye} و f'_{ce} بر حسب نیوتن بر میلی‌متر مربع می‌باشند.

۹-۸-۵-۷- حالت طول وصلهٔ بلند

در مواردی که آرماتورهای وصله‌شده در ستون‌ها به صورت وصله کششی طراحی شده و دارای طول وصله l_{ls} بیش از مقدار l_s حاصل از رابطه فوق باشند ($l_{ls} > l_s$)، در صورتی‌که پیوستگی بین آرماتور وبتن نیز رضایت‌بخش باشد، طول مؤثر مفصل پلاستیک کاهش یافته و رفتار از طریق خستگی کم تواتر آرماتورهای طولی کنترل خواهد شد.

۹-۸-۵-۸- حالت طول وصله کوتاه

در موارد بسیاری طول وصله ستون‌های پل‌ها، l_{ls}، که به صورت وصله‌های فشاری طراحی شده‌اند، کفایت ننموده و از مقدار l_s کمتر است ($l_{ls} \le l_s$) و علاوه بر آن به دلیل سهولت اجرا در پل‌های نسبتاً قدیمی وصله‌ها در محل بالای تراز شالوده (محل مستعد تشکیل مفصل پلاستیک) طراحی و اجرا می‌گردیده‌اند.

تحت تأثیر نیروهای رفت و برگشت ناشی از زلزله، در چنین وصله‌هایی، پیوستگی بین آرماتورها و بتن در ناحیه وصله از بین رفته و ظرفیت خمشی مفصل پلاستیک کاهش می‌یابد. به عبارت دیگر، چنین وصله‌هایی دارای شکل‌پذیری محدودی بوده و طول ناحیه پلاستیک در آن‌ها برابر طول وصله در نظرگرفته می‌شود. ظرفیت انحنای پلاستیک ناحیه وصله شده در این حالت از رابطه ۹-۳۲ تخمین زده می‌شود.

$$\phi_p = (\mu_{ls\phi} + ۷)\phi_y \qquad (۳۲_ ۹)$$

در رابطه ۹-۳۲، ϕ_y عبارت است از انحنای متناظر با حد جاری‌شدن و $\mu_{ls\phi}$ نمایشگر نسبت شکل‌پذیری انحنا در آستانه از بین رفتن پیوستگی در ناحیه وصله پوششی می‌باشد.

$\mu_{ls\phi} = 0$ برای $M_s < M_e$، که در آن M_s مقاومت خمشی ناحیه وصله پوششی و M_e مقاومت خمشی مورد انتظار مقطع می‌باشد.

$\mu_{es\,\phi}$ برای حالات $M_e < M_s < M_{p_o}$ یعنی هنگامی که مقاومت خمشی ناحیه وصله پوششی از مقاومت خمشی مورد انتظار مقطع بزرگ‌تر و از مقاومت افزون خمشی کوچک‌تر باشد، زوال مقاومت به تأخیر می‌افتد و در این حالت مجاز خواهد بود که $\mu_{ls\phi}$ را برابر با نسبت شکل‌پذیری انحنای عضو در مرحلهٔ نیل به کرنشی برابر با ۰/۰۰۲ به عنوان کرنش نهایی درنظرگرفت.

فصل ۱۰

ارزیابی شالوده و پی

۱۰-۱-کلیات

با توجه به هزینه‌بر بودن و ریسک‌های ایمنی در بهسازی لرزه‌ای شالوده‌ها، لازم‌است مدل‌سازی به منظور تحلیل و ارزیابی شالوده و خاک زیر شالوده به گونهٔ واقع‌گرایانه‌ای صورت گیرد تا تقاضا و ظرفیت‌های شالوده و خاک زیر شالوده به نحو قابل اعتمادی محاسبه و آثاری از قبیل تقاضای تغییرمکانی خاک ناشی از بروز روانگرایی و یا گسترش جانبی خاک و همچنین پایداری شیروانی‌ها در موارد مستعد بروز، مورد توجه خاص قرار داده شود. مطالعات باید شامل تعیین تقاضای تغییرمکانی پل با توجه به اثر اندرکنش خاک- سازه به منظور بررسی این آثار در محاسبه تقاضای تغییرمکانی پل باشد.

۱۰-۲- مدل‌سازی

مدل‌سازی اثر اندر کنش خاک- سازه به منظور تحلیل پاسخ دینامیکی توأم با پیچیدگی‌هایی است که علی‌رغم زحمات قابل‌ملاحظه جهت تهیه و تحلیل مدل تفصیلی، صحت‌سنجی نتایج را نیز دشوار خواهد نمود. لذا در این آیین‌نامه اعمال مفروضات ساده‌سازی شده‌ای به منظور ملحوظ‌داشتن آثار مزبور قابل پذیرش تلقی می‌گردد. به این ترتیب فرض رفتار الاستیک و لذا امکان بهره‌گیری از روش پاره‌سازه‌ها برای بررسی آثار اندرکنشی خاک ـ شالوده و سازه مجاز می‌باشد. در این حالت، اسلوب‌شناسی مطالعات شامل گام‌های نشان داده شده در جدول۱۰-۱ می‌باشد.

جدول ۱۰-۱

مرحله مطالعاتی	جزییات مطالعات
گام اوّل (مطالعه اندرکنش سینماتیکی)	پی فاقد جرم فرض گردیده، آثار سختی و ویژگی‌های هندسی سیستم بر حرکت میدان آزاد زمین مورد تحلیل قرار داده می‌شود. نتایج این تحلیل منجر به تعیین ویژگی‌های حرکت زمین در تراز زیر شالوده می‌گردد.
گام دوّم (مطالعه رفتار رفت و برگشتی سیستم شالوده)	ویژگی‌های تابع بسامد رفتار شالوده تحت تأثیر بارگذاری رفت و برگشتی از طریق روش‌های تحلیل ماتریسی مورد مطالعه عددی قرار داده می‌شود.
گام سوم (مطالعه اندرکنش اینرسی سیستم)	تحت اثر حرکت ورودی زمین حاصل از گام نخست فوق، پاسخ وابسته به اینرسی سازه مورد محاسبه قرار داده می‌شود. در این محاسبات اثر سختی یا انعطاف‌پذیری شالوده مورد بررسی قرار داده می‌شود.

- در مورد شالوده‌های عمیق و سخت واقع بر خاک سست و شالوده‌های سطحی (گسترده) وسیع و نسبتاً صلب، اثر اندرکنش سینماتیکی باید ملحوظ گردد.
ـ در مورد سایر شالوده‌ها اثر اندرکنش سینماتیکی قابل صرف‌نظر کردن بوده و اثر اندرکنشی اینرسی سیستم حایز اهمیت اصلی خواهد بود.

۱۰-۲-۱- شالوده‌های سطحی منفرد

با توجه به حیطه بسامدی مرتبط با حرکات ناشی از زمین‌لرزه، برای ابعاد عملی اغلب شالوده‌های سطحی منفرد، مقادیر میرایی تشعشعی کوچک می‌باشند.

برای شالوده‌های سطحی منفرد، که معمولاً بر خاک‌های متراکم احداث می‌گردند، احتساب ظرفیت خاک با فرض بارگذاری ناشی از اینرسی شبه‌استاتیکی وارده از پایه‌ها و کوله‌های پل، به عنوان حداقل ملزومات، در این راهنما کافی تلقی می‌شود.

۱۰-۲-۲- پی‌های شمعی

اثر اندرکنش خاک و شمع تحت تأثیر بارگذاری ناشی از اینرسی سیستم تحت تأثیر زلزله منجر به رفتار غیرخطی مجموعه گردیده و تحلیل الاستیک به نتایج واقع‌گرایانه‌ای منجر نخواهد گردید. معذلک با توجه به حیطه بسامدی نسبتاً اندک بارگذاری ناشی از زلزله و ماهیت رفتاری سیستم خاک و شمع، توابع سختی سیستم ضرورتاً مستقل از بسامد بوده و مقادیر سختی متناظر با بارگذاری استاتیکی با تقریب قابل پذیرش، قابل کاربرد خواهند بود.

همچنین، مؤلفه میرایی تشعشعی مستهلک‌کنندهٔ انرژی ناشی از انتشار امـواج در نواحی دوردست از شالوده در بسامدهای کوچک‌تر، به ویژه در حالت رفتار غیرخطی خاک، به میزان قابل ملاحظه‌ای کاهش می‌یابد.

تهیهٔ مدل تحلیلی به قصد تحلیل غیرخطی اثر اندرکنش خاک ـ شالوده ـ سازه با بهره‌گیری از روش اجزای محدود، مشروط بر اختیار مقادیر واقع‌گرایانه پارامترهای خاک و مصالح و بررسی اثر تغییرات این پارامترها و حساسیت‌سنجی نتایج به این تغییرات، قابل کاربرد خواهد بود.

معمول‌ترین روش مدل‌سازی و تحلیل آثار اندرکنش خاک و شمع، بهره‌گیری از مدل وینکلر و تعریف فنرهای محوری و جانبی مستقل از یکدیگر (با رفتار خطی یا غیرخطی) برای تحلیل لرزه‌ای پی‌های شمعی بوده است. بهره‌گیری از این روش از جنبه‌های عملی و با توجه به دقت مکفی در چار چوب اهداف مطالعات، در این راهنما توصیه می‌گردد.

در این مدل‌سازی هر شمع به صورت مجموعه‌ای از اعضای قاب هم امتداد مدل‌سازی می‌شود که در طول شامل گره‌هایی‌است که در فواصلی از یکدیگر متناسباً تعریف گردیده‌اند. در گره‌های مزبور، قاب متکی بر تکیه‌گاه‌های الاستیک یا غیرالاستیکی خواهد بود که به صورت فنر محوری و جانبی (در حالت تحلیل الاستیک) و فنر غیرخطی یا مجموعه فنر و میراگر (در تحلیل غیرخطی)، معمولاً در سه امتداد متعامد متناسب با مدول واکنش قائم و افقی خاک و ضریب اصطکاک فیمابین شمع و خاک و فنرهای انتهایی اتکایی قابل تعریف می‌باشند. هر دو اثر اندرکنش سینمـاتیکی و انـدرکنش ناشی از اینـرسی سیستـم در این تحلیل قابل مطالعه می‌باشند. در این حالت می‌توان مشخصه‌های حرکت میدان آزاد ناشی از زمین‌لرزه تعیین شده بر اساس تحلیل‌های پاسخ تک‌مؤلفه‌ای ساختگاه را به عنوان حرکت زمین‌لرزهٔ ورودی به اعضای فنر نمایشگر اثر اندرکنش خاک ـ سازه در تحلیل خطی طیفی اعمال نمود.

۱۰-۲-۳- سختی و ظرفیت شالوده‌ها

در چارچوب هر سه روش ارزیابی طیف ظرفیت، روش نسبت ظرفیت به تقاضای کلی سازه و روش دینـامیکی غیـرخطی، ویژگی‌های رفتاری بار- تغییرشکل پی جهت ارزیابی مورد نیاز خواهند بود. پارامترهای بار- تغییرشکل شالوده، که با سختی و ظرفیت مشخص می‌گردند، در پاسخ سازه و نحوهٔ توزیع بار در اعضای سازه‌ای نقش تعیین کننده‌ای ایفا می‌نمایند.

توصیه می‌شود تغییرات خواص لایه‌های خاک با تخمین واقع‌گرایانهٔ رفتار معادل کلی بار- تغییرشکل مجموعهٔ لایه‌های خاک در عمق مؤثر، با فرض رفتار الاستوپلاستیک منظور گردد.

اغلب خاک‌ها تحت بارگذاری استاتیکی رفتار نسبتاً شکل‌پذیری از خود بروز میدهند. معذلک احتمال دارد برخی از انواع خاک تحت بارگذاری سیکلیک یا در حالات تغییرشکل‌های بزرگ، زوال شکل‌پذیری از خود نشان دهند. خاک‌های غیرچسبندهٔ مستعد

روانگرایی یا ایجاد فشار منفذی قابل‌ملاحظه و خاک‌های رسی حساسِ مستعد زوال مقاومت تحت تأثیر تغییرشکل‌های نسبی زیاد، از این دسته از خاک‌ها به شمار می‌روند.

در حالاتی‌که تحت تأثیر مستقیم ارتعاشات ناشی از زلزله یا در اثر اعمال بارهای ناشی از زلزله بر شالوده، خاک مستعد زوال مقاومت قابل‌ملاحظه‌ای باشد، لازم‌است از طریق روش‌های تحلیلی قابل دفاع، از عدم بروز تغییرشکل‌های متزاید اطمینان حاصل نمود و در غیراین‌صورت، باید نسبت به اصلاح و ارتقای خواص مکانیکی خاک از طریق روش‌های بهسازی خاک مطالعه و اقدام مقتضی به عمل آورد.

معیارهای پذیرش میزان تغییرشکل پی بر اساس نتایج این تغییرشکل‌ها بر سازه پل، که رابطه مستقیم با تراز عملکردی مورد نظر پل خواهند داشت، تعیین خواهند گردید.

۱۰-۳- ارزیابی شالوده‌های منفرد سطحی

در مورد این شالوده‌ها بهره‌گیری از مدل فنرهای وینکلر با مدل‌سازی مناسب شالوده در این آیین‌نامه به عنوان ملزومات حداقل توصیه می‌گردد. در تحلیل الاستیک، از فنرهای قائم و افقی الاستیک و در تحلیل غیرخطی می‌توان از مدل دو خطی الاستوپلاستیک نمایشگر رفتار واقع‌گرایانه خاک بهره‌گیری نمود. فنرهای وینکلر را باید در فواصل مناسب در گره‌های مدل اجزای محدود شالوده تعریف نمود. سختی الاستیک یا الاستوپلاستیک فنرها از نتایج مطالعات مکانیک خاک، مرجحاً براساس آزمایش بارگذاری صفحه‌ای (قائم و افقی)، و روش‌های متداول تعیین مدول واکنش خاک بستر حاصل خواهد گردید.

مدل‌های تفصیلی‌تر می‌تواند شامل رفتار غیرخطی خاک یا مدل‌سازی خاک به صورت فنر و میراگر یا مدل اجزای محدود اندرکنش خاک و شالوده باشد.

در تحلیل خطی باید کنترل‌های لازم به منظور عدم ایجاد کشش در فنرهای تعریف‌شده به عنوان فنر های نمایشگر اثر تماسی خاک و شالوده، به‌عمل آید و به این منظور، لازم‌است یک فرایند تکرار در تحلیل دنبال گردد و در هر مرحله فنرهایی که در کشش قرار گرفته‌اند، حذف گردند تا در تحلیل‌های متوالی فنرهای باقیمانده صرفاً فشاری عمل نمایند.

در مدل‌سازی ویا تحلیل غیرخطی سیستم خاک ـ سازه، مدل‌های فنر باید فاقد قابلیت تحمل نیروهای محوری کششی باشند و بنابراین از مدل‌های فنر صرفاً فشاری بهره‌گیری خواهد شد، حتی اگر خاک با فرض رفتار الاستیک مدل‌سازی شود.

در مدل‌سازی فنرها باید کرانه‌های بالایی و پایینی رفتار فنرها از نظر سختی و مقاومت منظور گردند. بر این اساس، با توجه به نوع خاک معادل سازی‌شده، تحلیل در دو مرحله با در نظرگرفتن مقادیر کرانه بالایی و پایینی مدول واکنش بستر و همچنین مقاومت خاک به عمل خواهد آمد تا میزان حساسیت نتایج به تغییرات محتمل پارامترهای ذیربط مورد بررسی قرار داده شود.

در مواردی که شالوده گسترده از سختی نسبی به مراتب افزون‌تری از خاک زیر شالوده برخوردار است، با فرض شـــالوده صلب می‌توان از روش ساده‌شده زیر استفاده نمود.

۱- پی به صورت ۵ فنر کلی مدل‌سازی شود که شامل یک فنر قائم، دو فنر افقی در دو امتداد متعامد و دو فنر دورانی حول دو محور متعامد افقی خواهد بود. برای مطالعه اثر برش ستون روی شالوده در یک امتداد و خمش تک محوری ناشی از آن (حالت بررسی مسأله در صفحه) عملاً یک فنر قائم، یک فنر افقی و یک فنر دورانی حول محور عمود بر صفحه کفایت خواهد نمود.

۲ـ در این حالت مدول برشی خاک، G، را می‌توان از روابط تئوری الاستیسیته برحسب مدول الاستیسیته، E، و نسبت پواسون، ν، خاک به شرح زیر محاسبه نمود.

$$G = E / 2(1+\nu) \qquad (۱۰-۱)$$

که در آن معمولاً E و ν و در نتیجه G از طریق میانگین گیری مقادیر کمیت‌های مربوطه برای عمقی در حدود یک و نیم برابر عرض شالوده، محاسبه می‌شوند.

۳ـ مدول برشی اولیه در مرحله آغازین بارگذاری سیکلیک، $G_\circ$، در هر لایه خاک از یکی از دو رابطه زیر به دست می‌آید.

$$G_\circ = (\gamma / g)\, v_s^2 \qquad (۱۰-۱-\text{الف})$$

$$G_\circ = 2400 \sqrt[3]{N\, \sigma'_\circ} \qquad (۱۰-۱-\text{ب})$$

کاربری فرمول (ب) که براساس نتایج آزمایش ضربه و نفوذ استاندارد می‌باشد، به خاک‌های دانه‌ای (ماسه‌ای) محدود می‌گردد.

در روابط الف و ب:

γ :وزن مخصوص خاک،

v_s:سرعت امواج برشی در لایه‌های خاک مورد مطالعه،

N: تعداد ضربات حاصله از آزمایش ضربه و نفوذ استاندارد؛ به صورت اصلاح و نرمالیزه‌شده برای تنش محصورکنندهٔ $10t/m^2$ (یک کیلوگرم بر سانتیمتر مربع)،

$\sigma'_\circ$: تنش قائم مؤثر برحسب تن بر مترمربع می‌باشد که در حالت $d > d_w$ از رابطه زیر قابل محاسبه است:

$$\sigma'_\circ = \gamma\, d - \gamma_w (d - d_w)$$

که در آن: d عمق لایه، d_w عمق سفره آب طبیعی بر حسب متر و γ_w وزن مخصوص آب برحسب تن بر مترمکعب می‌باشد.

۴- در مورد اغلب انواع خاک، با افزایش کرنش برشی، مدول برشی کاهش می‌یابد و رفتار غیرخطی غالب می‌گردد. مدول برشی مؤثر در کرنش زیاد از جدول ۱۰-۲ محاسبه می‌شود.

جدول ۱۰-۲

لرزه‌خیزی منطقه	G
کم	$۰/۵ G_\circ$
متوسط	$۰/۴ G_\circ$
زیاد	$۰/۳ G_\circ$
خیلی زیاد	$۰/۲ G_\circ$

۱۰-۳-۱- شالوده‌های انعطاف‌پذیر

در حالاتی‌که سختی شالوده در حدود یا کوچکتر از سختی سازهٔ پل باشد، ضرورت دارد که خواص شالوده در مدل‌سازی به منظور تحلیل تقاضا و ارزیابی ظرفیت منظور گردد. به عنوان مثال، در مورد شالوده‌های پایه‌های کناری شامل دیوارهای حایل (با پشت‌بند یا بدون پشت‌بند - با دیوار برگشتی یا بدون آن)، سختی شالوده به تنهایی از سختی درون صفحه‌ای دیوار حایل به مراتب کوچک‌تر است و لذا تحلیل منتزع شالوده در جهاتی که سختی دیوار یا پشت‌بند آن یا دیوارهای برگشتی تأثیرگذارند، به نتایج اشتباه‌آمیزی منجر خواهد شد.

در امتداد افقی، معمولاً فشار واکنشی (غیرفعال) خاک و اصطکاک بین شالوده‌ها و خاک زیر شالوده، معمولاً منجر به سختی قابل‌ملاحظه شالوده در امتداد افقی می‌گردد. در چنین حالاتی، فرض مقید بودن شالوده از نظر حرکت انتقالی افقی مجاز است و اثر دورانی شالوده تأثیر رفتاری شالوده را در پاسخ اندرکنشی در بر خواهد داشت.

در صورتی‌که تقاضای حاصل از تحلیل الاستیک بر مبنای سختی اولیه شالوده‌ها، از ظرفیت شالوده تجاوز نماید، عملاً به دلیل رفتار غیرخطی خاک و نرم‌شدگی، آثار اندرکنشی وجود داشته و به منظور حصول اطمینان از نیاز یا عدم نیاز به بهسازی شالوده و خاک زیر شالوده، لازم‌است تحلیل مجددی براساس مقادیر کمیت‌های سیستم با در نظر گرفتن اثر نرم‌شدگی به عمل آید.

در تحلیل بارافزون، سختی شالوده براساس مقادیر اولیه سختی الاستیک همراه با تخمین واقع‌گرایانه مقاومت شالوده مجاز خواهد بود. نحوه تعیین مقاومت شالوده ذیلاً مورد بحث قرار داده خواهد شد.

۱۰-۳-۲- پارامترهای ظرفیت پی

رفتار غیرخطی خاک، دوران و بالاکشیدگی تک‌پی‌های سطحی تحت تأثیر لنگرهای ناشی از زلزله معمولاً منجر به کاهش تقاضای شکل‌پذیری پل خواهد گردید. در مواردی که میزان نشست قائم اندک بوده و اثر دوران محدود شالوده در ظرفیت باربری بارهای ثقلی ناچیز باشد، میزان محدود دوران متناظر با تراز عملکردی مورد نظر، به عنوان میزان مجاز دوران منظور خواهد شد.

در غیاب اثر گشتاور خمشی بر شالوده منفرد گسترده، ظرفیت باربری قائم، Q_c، یک تک پی راست‌گوشه عبارت‌است از:

$$Q_c = q_c\, B\, L \qquad (۲-۱۰)$$

که در آن q_c مقاومت نهایی (ظرفیت خاک) در واحد سطح و B و L به ترتیب عرض و طول پی منفرد می‌باشند.

در حالت حضور لنگر خمشی (و برش متناظر در تراز فوقانی تک پی)، ظرفیت خمشی نهایی، M_c، تابع نسبت بار قائم وارده به ظرفیت باربری قائم خاک زیر شالوده خواهد بود.

در مورد شالوده‌های با عملکرد نزدیک به صلب، ضریب اطمینان F_v به صورت نسبت ظرفیت باربری نهایی خاک بر واحد سطح، q_c، بر فشار ناشی از بار قائم بر واحد سطح خاک زیر شالوده، q، تعریف می‌گردد:

$$F_v = q_c / q$$

- در حالت $F_v < ۲$، بالاکشیدگی یک سمت شالوده مقدم بر تغییرشکل پلاستیک خاک اتفاق می‌افتد.

- در حالت $F_v \leq ۲$ تغییرشکل پلاستیک خاک در محل پنجهٔ فشاری شالوده مقدم بر بالاکشیدگی سمت دیگر شالوده اتفاق می‌افتد.

بر اساس مفروضات فوق‌الذکر، در مورد شالوده‌های منفرد راست‌گوشه با عملکرد نزدیک به صلب، ظرفیت خمشی از رابطه ۱۰-۳ تعیین می‌شود.

$$M_C = \frac{LP}{2}\left(\frac{F_v - 1}{F_v}\right) \quad \text{یا} \quad M_c = \frac{LP}{2}\left(1 - \frac{q}{q_c}\right) \qquad (۳-۱۰)$$

در رابطه فوق P بار قائم وارده بر شالوده، L بعد (طول) پی منفرد در جهت اعمال خمش و $q = P/LB$ که در آن B بعد متعامد (عرض) شالوده می‌باشد.

همچنین آثار ناشی از دوران شالوده به صورت رفت و برگشتی در حین وقوع زلزله را باید با توجه به ملاحظات زیر مورد توجه قرار داد:

- کاهش سختی و افزایش پریود ارتعاش مجموعه خاک ـ شالوده ـ سازه،
- وابستگی به دامنه نوسان،
- رفتار غیرخطی سیستم،
- کاهش پاسخ،
- استهلاک انرژی ناشی از جاری‌شدن پلاستیک خاک زیر شالوده در طرفین شالوده منفرد؛ هر گاه تحت فشار قرار گیرد، و کاهش تقاضای شکل‌پذیری پایه‌های پل در محل‌های مستعد تشکیل لولای پلاستیک.

تا حدی که F_v از ۲/۵ تجاوز نماید، میزان نشست مجاز تلقی می‌گردد.

نیروی برشی ستون از طریق فشار غیرفعال خاک ناشی از تمایل به حرکت جداره شالوده و اصطکاک بین شالوده و خاک زیر شالوده خنثی می‌گردد. برای محاسبه نیروی اصطکاک مرتبط با زیر و کنارهٔ شالوده، مقدار ضریب اصطکاک معادل ۸۰٪ زاویه اصطکاک داخلی زیر و اطراف شالوده در نظر گرفته می‌شود. برای محاسبه ظرفیت نهایی مرتبط با فشار واکنش مقاوم خاک، می‌توان از روش‌های کلاسیک مکانیک خاک استفاده نمود.

در صورتی‌که نیروهای برشی وارده بر شالوده حاصل از تحلیل الاستیک از ظرفیت برشی افقی شالوده و خاک تجاوز نمایند، اثر کاهش سختی ناشی از رفتار غیرخطی حاصله بر رفتار پل را باید مورد بررسی مجدد قرار داد.

۱۰-۴- دیوارهای حایل پایه‌های کناری

دیوارهای حایل و دیواره‌های بالی‌شکل برگشتی تأثیر قابل ملاحظه و در اغلب موارد مطلوبی بر رفتار لرزه‌ای پل در حین وقوع زلزله، ارایه می‌دهند. خاک پشت دیوار حایل معمولاً مقاومت قابل ملاحظه‌ای در مقابل نیروهای اینرسی بروز داده و در نتیجه تقاضای شکل‌پذیری پل و اجزای آن را کاهش می‌دهند. معمولاً در مواردی که سازه عرشه و کف عرشه در امتداد طولی بر دیوار حایل ضربه وارد می‌سازند، میزان خسارات ناشی از اثر موضعی تخریب در محل اعمال ضربه اغلب از حد خسارات قابل ترمیم فراتر نمی‌رود؛ ولی باید امکان دوران سیستم دیوار و شالوده را مورد بررسی قرار داد. در مواردی که ضربهٔ وارده از سوی عرشه به سرکوله منجر به

شکست سر کوله گردد، اگرچه این امر منجر به اعمال خسارات ناشی از شکست سر کوله می‌گردد، در استهلاک انرژی مؤثر خواهد بود.

۱۰-۴-۱- ظرفیت پایه کناری

۱۰-۴-۱-۱- در امتداد طولی

تحت تأثیر زلزله، فشار ناشی از خاک بر دیوار حایل از حالت استاتیکی به حالاتی که ذیلاً مورد اشاره قرار داده خواهند شد، تغییر می‌یابد.

در حالتی که عرشه با کوله یکپارچه نبوده و بر آن (از طریق دستگاه‌های تکیه‌گاهی) تکیه می‌نماید و در عین حال، فاصله درز انبساط به اندازه‌ای تأمین گردیده‌است تا امکان حرکت نسبی عرشه نسبت به تکیه‌گاه کوله بدون اعمال ضربه وجود داشته باشد، فشار ناشی از خاک بر دیوار کوله حالت فاعلی (فعال) خواهد داشت.

در حالتی‌که میزان فاصله درز انبساط در حدودی باشد که تقاضای جابه‌جایی ناشی از حرکت نسبی عرشه واقع بر تکیه‌گاه کوله‌ها از آن میزان تجاوز نماید، بسته به وضعیت و ابعاد درز انبساط، نوع دستگاه تکیه‌گاهی، شکل هندسی و زاویه محور طولی عرشه با دیوار کوله، احتمال اعمال ضربه و انتقال نیروی اینرسی از عرشه به دیوار حایل کوله وجود خواهد داشت. در این حالت، فشار خاک بر کوله به حالت مفعولی (غیرفعال یا مقاوم) تغییر حالت خواهد داد.

در مورد دیوارهای حایل نسبتاً بلند که سازه عرشه منفصلاً بر آن استقرار یافته، در صورت شکست دیوارهٔ مقابل عرشه (سرکوله)، این امر اغلب مانع اعمال فشار مفعولی بر دیوار حایل می‌گردد؛ بنابراین فشار فاعلی خاک همچنان بر دیوار حایل عمل می‌نماید. در عین حال، احتمال و میزان دوران دیوار حایل ناشی از اعمال ضربه نیز کاهش خواهد یافت. به ویژه در حالاتی که سازه عرشه بر سایر پایه‌ها و کوله‌ها از طریق تکیه‌گاه‌های الاستومر متکی باشد، تا حدی که عرشه از پایه یا کوله یا دستگاه تکیه‌گاهی در انتهای دیگر عرشه پل فرو نیفتد، شکست سرکوله منجر به کاهش پاسخ پایه‌های کناری خواهد گردید. لذا در صورتی‌که با آگاهی کامل نسبت به طراحی دیواره سر کوله (در بالای کوله در مقابل عرشه) به نحوی اقدام گردد که اعمال ضربه از سوی سازه عرشه منجر به شکست آن گردد، در صورتی‌که تمهیدات مذکور در فوق تأمین شده باشد، به کوله بار اضافی قابل ملاحظه‌ای وارد نخواهد گردید. بنابراین امکان چنین رفتاری را در ارزیابی مد نظر قرار داد.

در مواردی که اتصال سازه عرشه به کوله دارای قید حرکت نسبی در امتداد طولی باشد، در ساختگاه‌های با خطر پذیری ترکیبی ۳ و ۴، انتظار می‌رود مقاومت ناشی از فشار مقاوم خاک پشت دیوار حایل، در اثر تغییرمکان و جابه‌جایی قابل‌ملاحظه عرشه پل در امتداد طولی ایجاد گردد. برای مقاصد این آیین‌نامه، فشار مقاوم استاتیکی را می‌توان ملاک مطالعات قرار داد. تحت تأثیر زلزله، فشار مقاوم ناشی از حرکت نسبی دیوار حایل در ناحیه وسیع‌تری از آنچه از طراحی استاتیکی (بر اساس تنش‌های مجاز و بارهای بهره‌برداری) به دست می‌آید، گسترش خواهد یافت و خواص دینامیکی خاک ناحیه اعمال فشارهای مقاوم را تعیین خواهد نمود.

سختی کوله و ظرفیت فشاری مقاوم آن به صورت رابطه دو خطی قابل بررسی است. در مورد کوله‌های تکیه‌گاهی عرشهٔ منفصل، توصیه می‌شود دیوارهٔ سرکوله به صورتی طراحی شود که در اثر وقوع زلزله شکست بردارد. در این صورت، باید دیافراگم قائم انتهایی عرشه را به نحوی طراحی نمود که در آن ارتفاع قادر به تحمل فشار مفعولی خاک باشد.

۱۰-۴-۱-۲- محاسبه نیروی ناشی از فشار مفعولی

برای مقاصد این آیین‌نامه و در غیاب مطالعات دقیق‌تر، مجاز است از مقادیر زیر برای محاسبهٔ فشار مقاوم متوسط خاک P_p که فرض می‌شود به صورت یکنواخت در ارتفاع دیوار عمل می‌نماید، استفاده گردد:

الف ـ برای خاک‌های چسبنده،

$$P_p = H/10 \quad (MPa) \qquad (۴-۱۰)$$

در رابطه فوق، H ارتفاع دیوار برحسب متر می‌باشد.

ب ـ برای خاک پشت دیوار از نوع چسبنده با مقاومت تک‌محوری غیرمحصور افزونتر از $0.2\,MPa$،

$$P_p = 0.25\,MPa \qquad (۵-۱۰)$$

۱۰-۴-۱-۳- محاسبه سختی کوله در امتداد طولی

برای کوله‌های یکپارچه با عرشه، سختی اولیه سکانتی، $K_{eff,i}$ به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$K_{eff,i} = \frac{P_p}{۰/۰۲H} \qquad (۶-۱۰)$$

که بر این فرض استوار است که آنگاه فشار به مقدار P_p نایل می‌گردد که جابه‌جایی معادل ۲٪ ارتفاع صورت گرفته باشد.

در صورت تجاوز نیروهای محاسباتی از ظرفیت، به دلیل تغییرشکل‌های غیرخطی قابل انتظار، سختی باید به صورت تکراری کاهش داده شود تا تغییرمکان‌های همسازی برای کوله بر اساس سختی کاهش‌یافته به دست آید.

در مورد کوله‌های منفصل فاصله موجود در درز فیمابین عرشه و کوله، D_g، را باید در محاسبات سختی سکانتی ملحوظ نمود. در این حالت سختی اولیه عبارت است از:

$$K_{eff,i} = \frac{P_p}{۰/۰۲H + D_g} \qquad (۷-۱۰)$$

به عبارت دیگر بدواً سختی صفر می‌باشد ($K_{\circ} = 0$) تا فاصلهٔ D_g طی شده، عرشه به کوله اصابت نماید که از آن پس، سختی $\frac{P_p}{۰/۰۲H}$ ملاک محاسبات خواهد بود. در عمل به منظور محاسبات از سختی $K_{eff,i}$ در مرحله‌ای که نیروی P_p ایجاد شده است، می‌توان به نتیجه قابل اعتمادی دست یافت.

بدیهی است پس از نیل به نیروی P_p سختی واقعی صفر و سختی مؤثر $K_{eff,f}$ در هر مرحله عبارت خواهد بود از $\frac{P_p}{D_a}$ که در آن D_a تغییرمکان واقعی در مرحله تحلیل خواهد بود.

در تحلیل بارافزون، می‌توان مقادیر P_p و مقادیر K_{eff} در مراحل $K_{eff,i}$ و $K_{eff,f}$ را به عنوان جایگزین رفتار دوخطی سیستم به‌کار برد.

در ارزیابی دیوار حایل چه در حالت فشار فاعلی یا مفعولی، باید اثر تمامی پشت‌بندها و دیوارهای برگشتی در صورتی‌که ابعاد به نحوی باشد که در نتایج تأثیر گذار باشند، ملحوظ گردند.

در حالتی‌که تراز عملکردی آستانه فروریزش و ایمنی جانی مدّنظر باشد، مدل دیوار با در نظر گرفتن اثر دیوارهای برگشتی و پشت‌بند تحت اثر بارگذاری فشار فعال دینامیکی خاک تحلیل می‌گردد. در این حالت جابه‌جایی طولی قابل پذیرش می‌باشد؛ ولی باید از بروز ناپایداری ناشی از دوران که احتمال فروریزی را در بر داشته باشد، ممانعت به‌عمل آید.

در حالت کنترل برای فشار فعال خاک بر کوله، باید نیروی افقی ناشی از حرکت دورشونده عرشه از کوله نیز در محاسبات وارد شود.

فشار فعال ناشی از زلزله باید براساس حداقل شتاب افقی معادل ۵۰٪ بیشینه شتاب افقی پیش‌بینی‌شده در سطح خطر زلزله مورد نظر برای ساختگاه تعیین گردد.

برای کنترل واژگونی حول محور گذرنده از پنجهٔ شالوده دیوار حایل، حداقل نسبت لنگر مقاوم به لنگر واژگونی باید برابر با ۱/۵ تأمین گردیده باشد و در غیراین‌صورت نیاز به بهسازی وجود خواهد داشت.

برای محاسبه فشار فعال خاک ناشی از زلزله استفاده از معادلات مونونوبه ـ اُکابه مجاز است. این معادلات که براساس مفروضات گُوِه‌های خرابی کولمب برای خاکریزهای غیرچسبندهٔ پشت دیوار صادق‌اند، برای مقادیر قابل‌ملاحظه بیشینه شتاب حرکت زمین، مقادیر فشار متزایدی را نشان می‌دهند که غیرواقعی بوده و قابل کاربرد نخواهند بود.

اغلب از خاکریز مشتمل بر مصالح غیرچسبنده مناسب برای زهکشی در ناحیه محدودی از خاکریز پشت دیوار استفاده می‌گردد که در جوار آن، خاک‌های چسبنده یا مخلوط یا سنگ‌چین به کار می‌برند. بنابراین برای تعیین حداکثر فشار فعال ناشی از زلزله لازم است محاسبات براساس آزمون و خطا و انتخاب گُوِه‌های آزمونی باشد که در آن سطوح شکست براساس پارامترهای مقاومتی خاک محاسبه‌گردیده باشد.

۱۰-۴-۲- تقاضای تغییرمکانی شالوده

۱۰-۴-۲-۱- منابع ایجاد تقاضای تغییرمکانی متزاید

دو منشأ اصلی تقاضای تغییرمکانی متزاید خاک زیر شالوده عبارت‌اند از فرونشست و گسترش جانبی خاک ناشی از بروز روانگرایی.

۱۰-۴-۲-۱-۱- فرونشست ناشی از زمین‌لرزه

تقاضای نیرویی اعمالی بر اعضا و اجزای سازه پل در اثر فرونشست تابع اندازه و میزان اختلاف نشست پایه‌های مجـــاور، نوع تکیه‌گاه سازه عرشه بر پایه‌ها، قیود تکیه‌گاهی و میزان انعطاف‌پذیری سازه عرشه خواهد بود. تقاضاهای تغییرمکانی ناشی از فرونشست، احتمال فرو افتادن عرشه از تکیه گاه را تعیین خواهد نمود.

مقادیر حداقل طول نشیمن تعیین‌شده در این آیین‌نامه، اثر دوران تکیه‌گاه ناشی از فرونشست را نیز تا میزان محدودی مد نظر قرار داده است. تقاضاهای محاسباتی شامل حاصل جمع جابه‌جایی نسبی عرشه نسبت به تکیه‌گاه‌ها و آثار ناشی از دوران شالوده باید با مقادیر طول نشیمن موجود مقایسه گردد و از تأمین حداقل طول نشیمن لازم اطمینان حاصل شود. تقاضاهای نیرویی اعضا در اثر اختلاف نشست شالوده‌ها باید ضمن ارضای ملزومات روش‌های ارزیابی ـ از جمله روش مبتنی بر نسبت ظرفیت به تقاضا ـ معیارهای مرتبط با ترازهای عملکردی مورد نظر را نیز مخدوش ننمایند.

۱۰-۴-۲-۱-۲- گسترش جانبی ناشی از روانگرایی

جابه‌جایی و دوران قابل‌ملاحظه کوله‌ها و پایه‌ها، همانند جسم صلب، در اثر گسترش جانبی ناشی از روانگرایی محتمل خواهند بود که معمولاً منجر به اعمال خسارات جدی بر پایه‌ها، کوله‌ها و شالوده‌ها خواهند گردید و همچنین احتمال فروافتادن عرشه از تکیه‌گاه‌ها را افزایش خواهند داد. در مورد شالوده‌های شمعی، تجارب حاصل از زلزله‌های واقع شده حاکی از آسیب‌پذیری در مواضع اتصال شمع به سرشمعی و فصل مشترک لایه مستعد روانگرایی بوده است.

در مواردی‌که احتمال بروز این پدیده وجود دارد، قابلیت پل در پذیرش این تغییرمکان‌ها را باید مورد ارزیابی قرار داد.

در این زمینه لازم‌است مدل واقع‌گرایانه‌ای از مجموعه پل، شالوده و خاک به قصد تحلیل اثر اندرکنشی مربوطه با کرانه‌های پایینی و بالایی پارامترهای مؤثر تهیه گردد. در صورت عدم کفایت پل در ارضای معیارهای پذیرش برای تراز عملکرد موردنظر، نیاز به بهسازی وجود داشته و باید حالات متفاوت بهسازی شالوده، پی و خاک زیرشالوده و در موارد ممکن، تغییر مسیر راه و انحراف مسیر به مسیر جایگزین و احداث پل جایگزین در ساختگاه با خطرپذیری کمتر را مورد بررسی قرار داد.

در صورت اتخاذ تصمیم در مورد بهسازی، دو روش قابل توصیه است که در پیوست ج به آن‌ها پرداخته خواهد شد.

الف ـ بهسازی شالوده و پل جهت قابلیت پذیرش تغییرمکان اعمالی محتمل زمین، شامل تقویت و مقاوم‌سازی شالوده‌ها و بهره‌گیری از شالوده‌های عمیق تقویتی و افزایش قابل‌ملاحظه طول نشیمن و استفاده از ضامن‌ها و قیود ممانعت‌کننده از فروافتادن عرشه و فراهم آوردن امکان لغزش نسبی عرشه و پایه‌ها بدون فروریزی.

ب ـ اصلاح خاک به منظور ممانعت از بروز روانگرایی و تقلیل تقاضای تغییرمکانی زمین.

اتخاذ روش مناسب باید با توجه به دیدگاه های فنی و اقتصادی، گروه‌بندی بهسازی لرزه‌ای و سایر عوامل ذیربط صورت گیرد.

پیوست‌ها

پیوست الف

تحلیل لرزه‌ای پل‌ها

الف-۱- مقدمه

مشخصه‌های حرکت زمین در حین وقوع زلزله از طریق لرزه‌نگاری در نقاط نصب لرزه‌نگارها به‌صورت تاریخچه‌های زمانی ثبت می‌گردند. نگاره‌های تاریخچه زمانی در محل نصب هر لرزه‌نگار، داده‌های حرکت توانمند زمین را در سه امتداد متعامد ارایه می‌دهند که معمولاً شامل دو مؤلفهٔ افقی متعامد و یک مؤلفه در راستای قائم می‌باشند. شتاب حرکت زمین معمولاً توسط دستگاه شتاب‌نگار برای حرکت‌های نیرومند زمین ثبت گردیده، سرعت حرکت و جابه‌جایی زمین از طریق انتگرال‌گیری عددی به‌دست می‌آیند.

بیشینهٔ شتاب حرکت زمین، طول مدت لرزش نیرومند زمین و محتوای فرکانسی آن از مهم‌ترین مشخصه‌های زمین‌لرزه به‌شمار می‌آیند. معمولاً مراد از طول مدت زلزله عبارت است از فاصلهٔ نهایی بین اولین و آخرین بیشینهٔ موضعی که قدرمطلق آن از میزان تعریف‌شده‌ای افزون‌تر باشد. معمولاً هرچه طول مدت لرزش نیرومند زمین بیشتر باشد، انتظار می‌رود انرژی بیشتری آزادشده و به سازه‌های درمعرض زمین‌لرزه وارد گردیده باشد. با توجه به آنکه انرژی کرنشی قابل جذب توسط سازه‌ها در حیطهٔ رژیم‌الاستیک مقدار محدودی دارد، معمولاً طی زمین‌لرزه‌های با طول مدت نسبتاً قابل‌ملاحظه، احتمال آنکه رفتار فرا الاستیک (درصورت قابلیت عملکرد سازه در حیطه رفتار فرا الاستیک) به سازه تحمیل گردد، افزایش می‌یابد. با درنظرداشتن یک شتاب‌نگاشت ثبت‌شده، محتوای فرکانسی عبارت است از تعداد دفعاتی که این نگاشت در واحد زمان (ثانیه) محور زمان (محور افقی) را قطع می‌نماید.

هرگاه فرکانس نیروی دینامیکی اعمالی با فرکانس ارتعاش طبیعی سازه یکسان باشد، پدیدهٔ تشدید اتفاق می‌افتد. در این حالت، دامنهٔ نوسانات تشدید یافته و آثار میرایی سازه کاهش می‌یابد.

برای تعیین مشخصه‌های حرکت محتمل زمین در تراز پی سازه، بدواً حرکت زمین در محل گسل یا گسل‌های تأثیرگذار بر ساختگاه شناسایی‌شده و متعاقباً با استفاده از روابط کاهندگی مناسب، حرکت در تراز بستر سنگی تخمین زده می‌شود. در پی آن، نحوهٔ انتشار امواج تا سطح زمین یا تراز پی با توجه به شرایط خاک و بهره‌گیری از روش‌های محاسباتی عددی دنبال می‌گردد.

الف-۲-روش‌های تحلیل دینامیکی لرزه‌ای پل‌ها

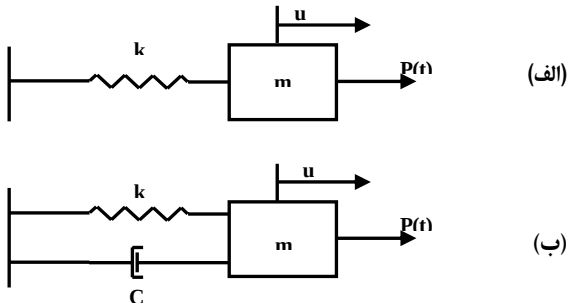
روش مناسب برای تحلیل دینامیکی هر پل با توجه به عوامل چندی مانند میزان اهمیت پل، ویژگی‌های هندسی، ویژگی‌های ساختگاه و نوع سیستم سازه‌ای پل اختیار می‌گردد. روش‌های تحلیل، ذیلاً از شیوه‌های ساده‌تر تا روش‌های تفصیلی‌تر تنظیم و تشریح گردیده‌اند.

الف-۲-۱- روش تک مودی براساس پریود طبیعی با یک درجهٔ آزادی

روش تک مودی طیفی بر این فرض استوار است که بارهای ناشی از زلزله را می‌توان به‌صورت نیروی معادل استاتیکی افقی در امتداد عرضی یا طولی بر سازهٔ پل منظور نمود. نیروی استاتیکی معادل براساس پریود ارتعاش طبیعی یک سیستم با یک درجهٔ آزادی و طیف پاسخی که معمولاً در آیین‌نامه‌ها ارایه می‌گردد، محاسبه می‌شود. این روش تنها درحالاتی تقریب قابل‌پذیرشی از آثار ناشی از زلزله بر اعضا و اجزای سازه به‌دست می‌دهد که پل در پلان و در ارتفاع دارای انتظام هندسی بوده و متشکل از دهانه‌های با طول نسبتاً نزدیک به یکدیگر و پایه‌های دارای سختی تقریباً یکسان باشد.

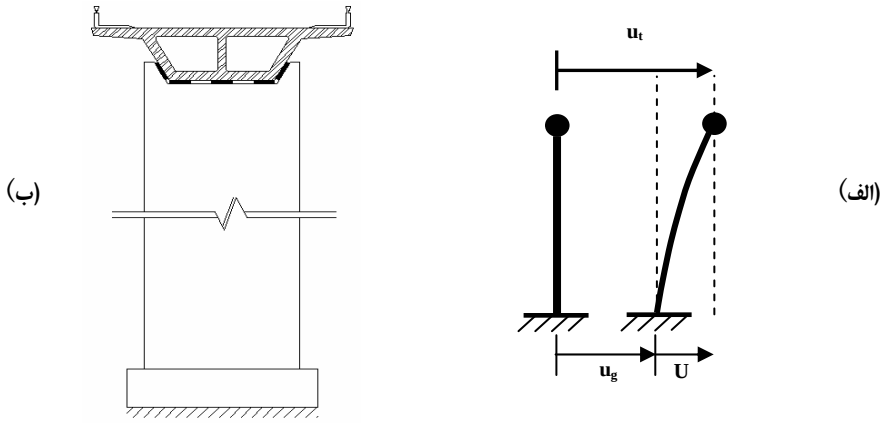
الف-۲-۱-۱- مبانی نظری روش تک‌مودی

مدل سادهٔ جرم و فنر، درحال تک مودی را در ابتدا بدون اثر میرایی درنظر می‌گیریم [شکل الف-۱-(الف)]. با اعمال جابه‌جایی اولیه به میزان دلخواه بر جرم و رهاسازی آن، جرم نسبت به حالت تعادل اولیه شروع به نوسانی خواهد نمود که همچنان تا ابد ادامه خواهد داشت. می‌دانیم که در اثر وجود پدیدهٔ میرایی در سیستم‌های واقعی بسته به نوع مصالح و قابلیت جذب انرژی فرا الاستیک، اثر اصطکاک و ... جرم رهاشده از موقعیت جابه‌جاشده، پس از نوساناتی چند در یک دورهٔ زمانی به حالت سکون (نوسانات با دامنه بسیار ناچیز) خواهد رسید.



شکل الف-۱-(الف): سیستم جرم و فنر، (ب): سیستم متشکل از جرم، فنر و میراگر لزج

برای منظورنمودن اثر میرایی معمولاً از افزودن میراگر ویسکوز (لزج) به مدل اولیه بهره‌گیری می‌شود [شکل الف-۱- (ب)].



شکل الف- ۲- (الف): سیستم ایده‌آل‌سازی شدهٔ تک‌درجه آزادی نمایشگر پل نشان داده شده در شکل (ب)

هنگامی‌که رفتار سیستم مورد نظر را بتوان با تقریب قابل قبول با یک جرم منفرد متمرکزشده در یک نقطه -که تنها در یک امتداد قابل جابه‌جایی است- نمایش داد، یک سیستم دینامیکی با یک درجهٔ آزادی ایده‌آل‌سازی گردیده است. سازه‌هایی مانند پاندول وارون (از قبیل منبع آب مرتفع)، یک قاب ساختمانیِ یک طبقه با جرم قابل‌ملاحظهٔ متمرکزشده در تراز تیر طبقه، یا یک پل متکی بر یک پایهٔ منفرد یا قابی شکل متشکل از چند ستون و تیر سرستون که بار جانبی ناشی از جرم عرشه را تحمل می‌نماید، از جمله‌هایی هستند که توسط طراحان

در موارد عدیده‌ای با روش تک مودی ایده‌آل‌سازی شده‌اند. در مورد پلی که دارای عرشه متکی بر یک پایه منفرد یا قاب عرضی است، درصورتی‌که درجهٔ آزادی حرکتی همان مؤلفهٔ عرضیِ حرکت عرشه درنظر گرفته شود و جرم سیستم شامل جرم عرشه و بخشی (تقریباً نیمی) از جرم پایه در تراز عرشه متمرکز گردد و در عین حال، سختی سیستم نیز برابر با سختی پایهٔ منفرد یا قاب عرضی درنظر گرفته شود و میزان جذب انرژی داخلی پل به خواص میراگر ویسکوز در مدل نسبت داده شود، مدل تک درجهٔ آزادی برای چنین پلی در چارچوب روش ساده‌سازی‌شده مورد بحث تشکیل داده شده است. حال رفتار چنین سیستم تک درجهٔ آزادی را تحت تأثیر تحریک تکیه‌گاهی (تحریک زمین) مورد بررسی قرار می‌دهیم (شکل الف ـ۲).

با توجه به شکل الف ـ۲ـ الف می‌توان نوشت:

$$u_t = u_g + u \qquad \textbf{(الف-۱)}$$

قوانین تعادل دینامیکی (قانون نیوتن و اصل دالامبر) را به‌صورت زیر در مورد این سیستم اعمال می‌نماییم:

۰ = نیروی الاستیک وارده برجرم + نیروی میرایی وارده بر جرم + نیروی اینرسی جرم

$$m\ddot{u}_t + c\dot{u} + ku = 0 \qquad \textbf{(الف ـ۲)}$$

لذا :

به‌طوریکه مشاهده می‌شود، براساس قوانین مذکور در فوق، نیروی اینرسی عبارت‌است از حاصل‌ضرب جرم (m) در شتاب $(\ddot{u})$. نیروی میرایی متناسب با سرعت حرکت جرم بوده و از حاصل‌ضرب نسبت میرایی(c) در سرعت حرکت جرم $(\dot{u})$ حاصل می‌گردد. نیروی الاستیک وارده بر جرم به تغییرمکان نسبی جرم و زمین مرتبط است و از حاصل‌ضرب سختی سیستم (k) و تغییرمکان جرم نسبت به زمین (u) حاصل می‌گردد. m عبارت است از جرم متمرکز سیستم دینامیکی.

لذا :

$$m\ddot{u} + m\ddot{u}_g + c\dot{u} + ku = \qquad \textbf{(الف-۳)}$$

این معادله معمولاً به‌صورت زیر نوشته می‌شود.

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{u}_g \qquad \textbf{(الف-۴)}$$

الف-۲-۱-۲- خواص ارتعاش آزاد سیستم

ارتعاش آزاد با اعمال جابه‌جایی بر سیستم نسبت به حالت تعادل (یا اعمال نیرو) و رهاکردن آن از حالت تحریک‌شده ایجاد می‌شود. لذا سیستم حول وضعیت تعادل اولیه به نوسان می‌آغازد. در این حالت تغییرمکان زمین صفر و مشتقات آن نیز صفر بوده و معادلهٔ دیفرانسیل حرکت سیستم تک درجه به‌صورت هموژن درمی‌آید.

$$\begin{cases} m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = 0 \\ \text{یا} \\ \ddot{u} + \dfrac{c}{m}\dot{u} + \dfrac{k}{m}u = 0 \end{cases}$$

(الف- ۵- الف)

(الف- ۵- ب)

با تعاریف زیر:

$$\omega_n = \sqrt{k / m} \quad \text{و} \quad \xi = c / c_{cr} \quad \text{و} \quad c_{cr} = 2 m \omega_n = 2\sqrt{km} = 2k / \omega_n$$

ω_n فرکانس دایروی (زاویه‌ای) طبیعی ارتعاش یا فرکانس سیستم فاقد میرایی و c_{cr} ضریب میرایی بحرانی می‌باشند.

لذا می‌توان معادله (الف–۵– ب) را می‌توان به شرح زیر نوشت:

$$\ddot{u} + \xi\, ۲\omega_n + \omega^2_n\, u = 0 \qquad \textbf{(الف–۶)}$$

زمان لازم برای تکمیل یک سیکل ارتعاش در یک سیستم با یک درجهٔ آزادی را پریود طبیعی ارتعاش سیستم نام داده‌اند و آن‌را با T_n نمایش می‌دهند که برای چنین سیستمی عبارت‌است از:

$$T_n = \frac{۲\pi}{\omega_n} = ۲\pi\sqrt{\frac{m}{k}} \qquad \textbf{(الف–۷)}$$

همچنین معکوس T_n را با f_n نمایش داده و آن را فرکانس سیکلیک طبیعی ارتعاش می‌نامند.

با در نظرگرفتن اثر میرایی، فرکانس دایروی ارتعاش سیستم تک درجه آزادی از طریق رابطه زیر با فرکانس طبیعی مرتبط می‌گردد:

$$\omega_d = \omega_n \sqrt{۱ - \xi^۲} \qquad \textbf{(الف–۸)}$$

بنابراین پریود ارتعاش سیستم با درنظر گرفتن اثر میرایی T_d عبارت است از:

$$T_d = \frac{۲\pi}{\omega_d} = \left(\frac{۲\pi}{\sqrt{۱ - \xi^۲}}\right)\sqrt{\frac{m}{k}} \qquad \textbf{(الف–۹)}$$

در حالی‌که ξ برابر یک باشد ($c = c_{cr}$)، سازهٔ تحریک‌شده بدون نوسان به وضعیت تعادل خود باز خواهد گشت. چنین سازه‌ای در حالت استهلاک بحرانی می‌باشد. همچنین برای حالاتی‌که $\xi <$ ۱ باشد، سازه در حالت استهلاک فوق بحرانی قرار خواهد داشت و بدون نوسان به حالت سکون در خواهد آمد؛ ولی نرخ بازگشت به حالت سکون سیستم با استهلاک فوق بحرانی کوچک‌تر ازسیستم با حالت استهلاک بحرانی خواهد بود.

درحالتی‌که $\xi <$ ۱ (یعنی $c < c_{cr}$) باشد، سازه در حالت استهلاک مادون بحرانی بوده و حول حالت تعادل خود نوسان می‌نماید؛ درحالی‌که دامنه نوسان آن رو به کاهش خواهد بود.

در سازه‌های ساختمانی و پل‌ها، حالت استهلاک مادون بحرانی وجود دارد. نسبت میرایی نشانگر تمامی سازو کارهای استهلاک انرژی سازه می‌باشد. میرایی یک سازه یا جرم سازه‌ای را از طریق آزمایش می‌توان تعیین کرد.

با مراجعه به معادله (الف– ۴)، نیروی تحریک زمین‌لرزه، یعنی $m\ddot{u}_g$ با توجه به تغییرات پیچیدهٔ $\ddot{u}_g$ ، با عبارت‌های سادهٔ ریاضی قابل ارایه نیست، لذا حل بسته‌ای برای معادله (الف–۴) موجود نیست و لازم است از طریق انتگرال‌گیری عددی و معمولاً به روش گام به گام و از طریق بر هم‌نهش، پاسخ سازه به تحریک ناشی از زمین‌لرزه، محاسبه شود. این دیدگاه‌ها در واقع تاریخچهٔ زمانی تحریک و پاسخ را مورد مطالعه قرار می‌دهند.

الف-۲-۲- طیف‌های پاسخ

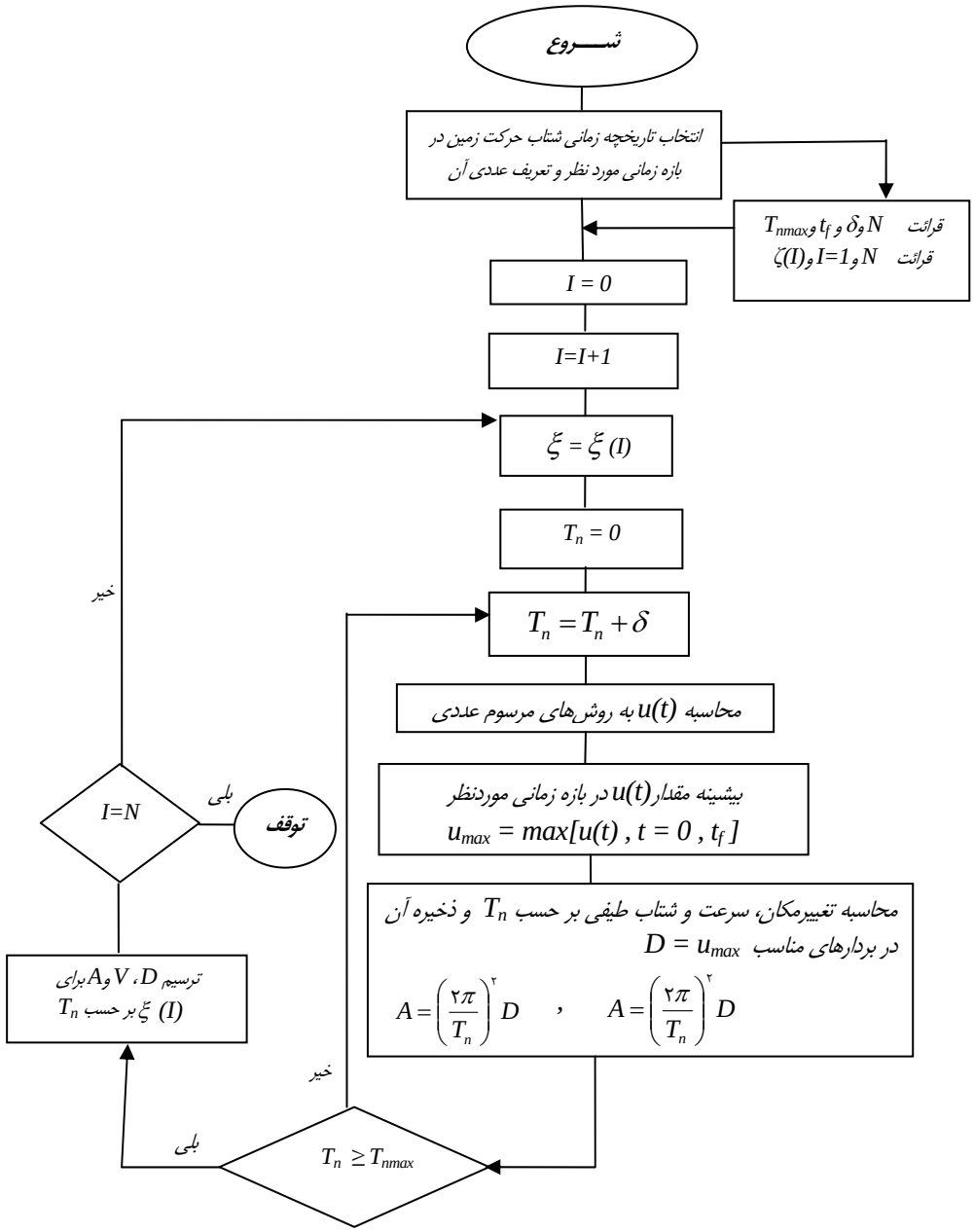
در طراحی لرزه‌ای سازه‌ها، اغلب طراحان توجه خود را به مقادیر بیشینهٔ پاسخ سازه معطوف می‌دارند. طیف پاسخ عبارت است از رابطهٔ مقادیر بیشینهٔ کمیت‌های پاسخ (شتاب، سرعت، تغییرمکان) با مشخصه‌های دینامیکی سازه (پریود یا فرکانس طبیعی). از دیدگاه دینامیک سازه و تحلیل لرزه‌ای سازه‌ها، طیف پاسخ ارایه‌دهندهٔ پاسخ بیشینهٔ تمامی سیستم‌های ممکن دارای یک درجهٔ آزادی، به حرکت زمین با ویژگی‌های مشخص و معلوم می‌باشد.

طیف پاسخ یک سیستم سازه‌ای الاستیک با دنبال نمودن گام‌های نمایش داده شده در نگاره روند محاسباتی شکل الف ـ۳ به‌دست می‌آید. از نظر مفهومی، طیف تغییرمکان، مقادیر بیشینهٔ تغییرمکان را برای مقادیر متفاوت پریود سازه‌های با یک درجه آزادی ارایه می‌دهد. طیف سرعت، مستقیماً به بیشینهٔ انرژی کرنشی ذخیره شده در سیستم مرتبط است و طیف شتاب با مقادیر بیشینهٔ نیروی استاتیکی معادل یا برش پایهٔ سازه دارای رابطهٔ مستقیم می‌باشد.

الف-۲-۲-۱- طیف طراحی الاستیک

طیف طراحی الاستیک عبارت است از طیف پاسخ ایده‌آل‌سازی‌شده و اصلاح‌شده (نرم‌شده) ای که به منظور ارایهٔ حرکت‌های ثبت‌شدهٔ زمین ساختگاه طی زلزله‌های گذشته تهیه می‌گردد. چنین طیفی از طریق تحلیل آماری طیف‌های پاسخ مرتبط با مجموعه‌ای از حرکت‌های زمین تهیه می‌گردد. در مشخصات فنی[اشتو] و [کلترنز]، طیف‌های طراحی الاستیک به‌صورت مجموعه‌ای از نگاره‌هایی که برحسب میزان میرایی و عمق بستر سنگی برای بیشینه شتاب‌های متفاوت تهیه‌شده، ارایه گردیده‌اند.

بنابراین باید توجه نمود که طیف پاسخ، بیشینه پاسخ را برای تمامی سیستم‌های تک‌درجه آزادی ممکن، در ارتباط با یک زمین‌لرزهٔ خاص ارایه می‌دهد، درحالی‌که طیف طراحی نمایشگر سطح تعریف‌شده‌ای از نیروها یا تغییرشکل‌های طراحی ناشی از زلزله می‌باشد.



شکل الف ـ۳ ـ نگاره روند تعیین طیف‌های پاسخ تغییرمکان، سرعت و شتاب طیفی برای سیستمی با یک درجه آزادی

الف-۲-۲-۲- طیف طراحی غیرالاستیک

تحت تأثیر یک زلزلهٔ شدید، پل به احتمال قوی تغییرشکل‌های فرا الاستیک از خود بروز می‌دهد. انرژی ورودی ناشی از زلزله در یک پل فاقد تجهیزات میراگر ویژه از طریق دو سیستم استهلاک ویسکوز و همچنین سیلان و تغییرشکل‌های پلاستیک درونی سیستم مستهلک می‌گردد. این دو پدیده، پاسخ غیرخطی پل را در مقایسه با پاسخ الاستیک کاهش می‌دهند. استهلاک ویسکوز نمایشگر آثار ناشی

از اصطکاک داخلی سازه می‌باشد و از آنرو که با ویژگی‌های مصالح مرتبط می‌باشد، تقریباً ثابت می‌ماند، ولی سیلان علاوه بر خواص مصالح به تاشهٔ سازه، پیکربندی و مسیر انتقال نیرو و تاریخچه بارگذاری سازه نیز وابسته می‌باشد. استهلاک ویسکوز اثر ناچیزی بر پاسخ سازه برای سیستم‌های دارای پریودهای طولانی از یک سو و همچنین سیستم‌های دارای پریودهای کوتاه، از سوی دیگر دارد، ولی در کاهش پاسخ سازه‌های دارای سیستم‌های با پریود متوسط اثرگذار است.

در طراحی لرزه‌ای نوین پل‌ها کوشش بر این است که طراحی سازه به منظور قابلیت تغییرشکل به نحو شکل‌پذیر تحت تأثیر زلزله‌هایی در سطح خطر فراتر از سطح طراحی به سرانجام رسد. مطالعهٔ پاسخ غیرخطی یک پل به زلزله شدید محتمل‌الوقوع با درجهٔ احتمال تعیین-شده در دورهٔ بازگشت مشخص و با توجه به عمر مفید موردنظر، حایز اهمیت است؛ ولی باتوجه به پیچیدگی‌ها و دشواری‌های تحلیل غیرخطی تاریخچهٔ زمانی، اغلب از روش اعمال ضریب شکل‌پذیری جهت یافتن طیف‌های پاسخ غیرخطی با استفاده از طیف‌های پاسخ خطی، بهره‌گیری می‌شود. روش ساده برای تهیه طیف طراحی غیرخطی، شامل به مقیاس کوچک نمودن طیف طراحی الاستیک با اعمال تابعی از متغیرهای نمایشگر شکل‌پذیری سیستم سازه می‌باشد. به این ترتیب که:

طیف پاسخ غیرخطی = طیف پاسخ خطی / $f(\mu)$

μ عبارت است از نسبت شکل‌پذیری تغییرمکانی که به‌صورت زیر تعریف می‌گردد:

$$\mu = \frac{\text{تغییر مکان در مرحله متناظر با ظرفیت تغییر مکانی نهایی}}{\text{تغییر مکان در مرحله آغازین جاری شدن}}$$

$f(\mu)$ برای مقادیر متفاوت حیطه‌های پریود طبیعی ارتعاش سازه‌ها در مراجع ذیربط ارایه گردیده است. جدول الف-۱ را می‌توان به‌عنوان یک راهنمای عمومی تلقی نمود.

جدول الف ـ۱

بخش‌بندی طیف	پریود (T_n) (ثانیه)	$f(\mu)$	ملاحظات
ناحیه حساس به شتاب	$T_n \leq 0.03$	1	تقاضای تغییرمکانی الاستیک سیستم به مقادیری کوچک‌تر از ظرفیت تغییرمکانی طراحی الاستیک محدود می‌گردد.
ناحیه حساس به سرعت	$0.03 \leq T_n \leq 0.5$	$2\mu-1$	تقاضای تغییرشکلی الاستیک سیستم می‌تواند کوچک‌تر، برابر یا بزرگ‌تر از ظرفیت تغییرمکانی آن باشد. لذا میزان کاهش بر اساس مفاهیم تساوی انرژی تعیین می‌شود.
ناحیه حساس به تغییرمکان	$0.5 \leq T_n$	μ	تعیین ضریب کاهش بر اساس مفاهیم تساوی تغییرمکان می‌گردد.

الف-۲-۳- سیستم‌های دارای چندین درجه آزادی

روش تک‌درجه برای سازه‌های پیچیده و پل‌های چند دهانه از دقت لازم برخوردار نیست. در این حالات، مدل منفصل دربرگیرندهٔ تعداد مکفی درجات آزادی برای سازه به روش‌های عددی تهیه می‌گردد. این مدل معمولاً شامل مدل اجزا و اعضا و اجرام آن‌ها می‌باشد که به‌صورت متمرکز یا گسترده درنظر گرفته می‌شوند. در حالت مدل‌سازی جرم یا اجرام به‌صورت متمرکز، با افزایش تعداد اجرام متمرکز، شمار تغییرمکان‌های لازم برای ارایهٔ موقعیت‌های تغییرمکان یافتهٔ اجرام نیز افزایش می‌یابد.

الف-۲-۳-۱- معادله حرکت

معادلهٔ حرکت سیستم N درجه (N>۱) مشابه سیستم تک درجه است؛ ولی دراین حالت، سختی و جرم و استهلاک به‌صورت ماتریسی ارایه می‌گردند. به عبارت دیگر، معادلهٔ (الف-۴) برای سیستم دارای چند درجه آزادی در قالب ماتریسی به‌صورت زیر نوشته می‌شود:

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = -[M]\{B\}\ddot{u}_g \qquad \text{(الف-۱۰)}$$

که در آن [K] ماتریس *(nxn)* سختی سیستم، [M] ماتریس*(nxn)* جرم (که در حالت مدل‌سازی به‌صورت اجرام متمرکز از نوع قطری خواهد بود) و [C] ماتریس *(nxn)* استهلاک سیستم است که تمامی مکانیسم‌های استهلاک‌دهندهٔ انرژی را در سازه شامل می‌گردد. ماتریس استهلاک امکان دارد شامل عناصر خارج از قطر نیز باشد. بردار تغییرمکان B برای مشخص‌نمودن آن گروه از درجات آزادی به‌کارگرفته شده است که در جهات آن‌ها نیروهای ناشی از زلزله بر سازه اعمال می‌گردند. بردار B شامل مقادیر صفر یا یک خواهد بود. مقادیر۱ مرتبط با آن دسته از درجات آزادی است که در امتداد آن‌ها نیروهای ناشی از زلزله به سازه اعمال می‌گردند.

در حالت فرضی برای سیستم بدون میرایی، ارتعاش آزاد سیستم با N درجه آزادی به‌صورت زیر نوشته می‌شود:

$$[K]\{u\} \Rightarrow \{[K] - \omega_n^2 [M]\}[\phi_n] = 0 \quad [M]\{\ddot{u}\} + = 0 \qquad \text{(الف -۱۱)}$$

که در آن ماتریس $[\phi_n]$ متشکل از بردارهای تغییرمکان‌های مشخصه سیستم می‌باشد. لذا برای برقراری رابطه (الف-۱۱) لازم است:

$$[K] - \omega^2_n [M] = 0 \qquad \text{(الف-۱۲)}$$

N ریشه این معادله عبارت‌اند از مقادیر مشخصه نماینده N فرکانس طبیعی ارتعاش که پس از محاسبه آن‌ها می‌توان تعداد N بردار مشخصه نشان‌دهنده اشکال مودی مستقل را تعیین نمود.

این بردارهای مشخصه به مود شکل‌های طبیعی ارتعاش موسومند که هر یک صرفاً شکل مودی مرتبط با فرکانس طبیعی ارتعاش مود مربوط را ارایه می‌نماید؛ ولی مقادیر حاصله از چنین تحلیلی، مقادیر قدرمطلق تغییرمکان‌های درجات آزادی مورد مطالعه نمی‌باشند. به این دلیل، معمولاً مقادیر نرمالیزه‌شده این بردارها به‌کار برده می‌شوند.

از خواص بردارهای مشخصه، آن است که این بردارها نسبت به یکدیگر متعامد می‌باشند، یعنی درصورتی‌که ω_n و ω_r دو فرکانس طبیعی غیرمساوی ارتعاش آزاد را نشان دهند، بردارهای مشخصه $\{\varphi_n\}$ و $\{\varphi_r\}$ روابط زیر را ارضا می‌نمایند:

$$\begin{cases} \{\varphi_n\}^T [K]\{\varphi_r\} = 0 \\ \{\varphi_r\}^T [M]\{\varphi_n\} = 0 \end{cases} \Longleftarrow \quad \omega_r \neq \omega_n \quad \text{و} \quad r \neq n \qquad \text{(الف-۱۳)}$$

درصورتی‌که مجموعه بردارهای مشخصه را در یک ماتریس $[\varphi]_{nxn}$ جای دهیم که هر ستونش بردار مشخصه متناظر با مود مرتبط با شماره ستون ماتریس را ارایه دهد، چنین ماتریسی را می‌توان به‌صورت زیر نشان داد:

$$[\varphi]= [\varphi_1, \varphi_2 ,\ldots,\varphi n] \qquad \text{و} \qquad \varphi_i = \begin{Bmatrix} \varphi_{1i} \\ \varphi_{2i} \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ \varphi_{ni} \end{Bmatrix}$$

نکته قابل توجه آن که اگرچه [K] درحالت کلی دارای عناصر خارج از قطر می‌باشد و همچنین درحالاتی که ماتریس جرم [M] به صورت مجموعه‌ای ازاجرام متمرکز تعریف نگردیده باشد، دارای عناصر خارج ازقطر می‌باشد، ماتریس‌های $[\varphi]^T [K][\varphi]$ و $[\varphi]^T [M][\varphi]$ به دلیل خاصیت متعامدبودن بردارهای مشخصه، خود از نوع ماتریس‌های قطری می‌باشند.

الف-۲-۳-۲- ارتعاش آزاد میرا

در این حالت پاسخ ارتعاش آزاد سیستم میرا از طریق حل معادله دیفرانسیل زیر به‌دست می‌آید:

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = 0 \qquad \text{(الف- ۱۵)}$$

با جایگزینی:

$$[M^*] = [\varphi]^T [M][\varphi] \qquad \text{(الف – ۱۶ – الف)}$$

$$[K^*] = [\varphi]^T [K][\varphi] \qquad \text{(الف – ۱۶ – ب)}$$

$$[C^*] = [\varphi]^T [C][\varphi] \qquad \text{(الف – ۱۶- پ)}$$

رابطه الف–۱۵ را می‌توان به صورت رابطه الف– ۱۷ نوشت:

$$[M^*]\{\ddot{Y}\} + [C^*]\{\dot{Y}\} + [K^*]\{Y\} = 0 \qquad \text{(الف- ۱۷)}$$

در حالات میرایی کلاسیک که در آن مکانیسم میرایی در تمامی اعضا و اجزای سازه بطور یکسان توزیع گردیده باشد، ماتریس $[C^*]$ نیز از نوع قطری می‌باشد. درحالات غیرکلاسیک، ماتریس $[C^*]$ به‌طور کلی دارای عناصر خارج از قطر نیز می‌تواند باشد. در پل‌های احداث‌شده از یک نوع مصالح سازه‌ای و بدون حضور اجزای میراگر موضعی و در مواردی که تفاوت قابل‌ملاحظه‌ای بین خواص میرایی اعضا و اجزای سازه در مجموعه وجود نداشته باشد ـ که در مورد بسیاری از پل‌های کشورمان این امر صدق می‌نماید ـ میرایی را می‌توان از نوع کلاسیک فرض نمود و رابطه (الف– ۱۷) را برای مود n ام به‌صورت زیر نوشت:

$$\ddot{Y}_n + 2\xi_n\omega_n \dot{Y}_n + \omega^2 Y_n = 0 \qquad \text{(الف-۱۸)}$$

الف-۲-۳-۳- میرایی از نوع ریلی

میرایی سازه با مقدار انرژی مستهلک شده در حین حرکت رابطه دارد. درصورت فرض استهلاک بخشی از انرژی از طریق تغییرشکل‌ها، میرایی را می‌توان به‌صورت متناسب با سختی سازه ایده‌آل‌سازی کرد.

مکانیسم دیگر استهلاک انرژی را می‌توان وابسته به جرم درنظر گرفت و لذا آن را به‌صورت متناسب با جرم سازه ایده‌آل‌سازی نمود. در حالات کلی، هر دو نوع مکانیسم حضور دارند. در میرایی ریلی فرض بر آن است که میرایی به‌صورت زیر با جرم و سختی سازه متناسب است:

$$[C] = \alpha_0 [M] + \alpha_1 [K] \qquad \text{(الف-۱۹)}$$

در ارتباط با n امین مود:

$$C_n = \alpha_0 M_n + \alpha_1 K_n = \alpha_0 M_n + \alpha_1 \omega_n^2 M_n \qquad \text{(الف-۲۰)}$$

$$\xi_n = C_n / 2 M_n \omega_n = \frac{\alpha_0}{2}\left(\frac{1}{\omega_n}\right) + \frac{\alpha_1}{2}(\omega_n) \qquad \text{(الف-۲۱)}$$

مقادیر ضرایب α_0 و α_1 را معمولاً از مقادیر نسبت میرایی از پیش‌تعیین‌شده در ارتباط با دو مود مستقل و مسلط ارتعاش سازه (به عنوان مثال، مودهای i ام و j ام) به‌دست می‌آورند.

$$\xi_i = \frac{1}{2}\left[\frac{\alpha_0}{\omega_i} + \alpha_1 \omega_i\right]$$

لذا

$$\xi_j = \frac{1}{2}\left[\frac{\alpha_0}{\omega_j} + \alpha_1 \omega_j\right] \qquad \text{(الف-۲۲)}$$

با فرض آن‌که در این دو مود ارتعاش، نسبت میرایی یکسان و برابر ξ باشد:

$$\alpha_0 = \xi \frac{2\omega_i \omega_j}{\omega_i + \omega_j} \qquad \text{و} \qquad \alpha_1 = \xi \frac{2}{\omega_i + \omega_j} \qquad \text{(الف-۲۳)}$$

بر تحلیل‌گر سازه است که میزان حساسیت نتایج به انتخاب مودهای مسلط i ام و j ام را از میان مجموعه مودها به منظور انتخاب ضریب میرایی مناسب و قابل پذیرش با توجه به سایر مود شکل‌هایی که فیمابین مودهای i و j قرار می‌گیرند، مورد بررسی قرار دهد.

الف-۲-۳-۴- تحلیل مودی و ضریب مشارکت مودی

با مراجعه به معادله (الف-۱۰)، با استفاده از تبدیلات دربرگیرنده ماتریس‌های مودهای طبیعی خواهیم داشت:

$$[M^*]\{\ddot{Y}\} + [C^*]\{\dot{Y}\} + [K^*]\{Y\} = -[\phi]^T [M] \{B\} \ddot{u}_g \qquad \text{(الف-۲۴)}$$

درصورتی‌که معادله فوق برای مود nام نوشته شود:

$$M^*_n \ddot{Y}_n + 2\xi_n \omega_n M^*_n \dot{Y}_n + \omega^2 M^*_n Y_n = L_n \ddot{u}_g \qquad \text{(الف-۲۵)}$$

که در آن :

$$M^*_n = \{\phi_n\}^T [M] \{\phi_n\}$$
$$L_n = -\{\phi_n\}^T [M] \{B\}$$

L_n را ضریب مشارکت مودی مربوط به مود n ام می‌نامند.

معادله (الف–۲۵) را می‌توان به‌صورت (الف–۲۶) نوشت.

$$\ddot{Y}_n + ۲\xi_n \omega_n \dot{Y}_n + \omega^۲ Y_n = \left[\frac{L_n}{M^*_n}\right] \ddot{u}_g \quad \textbf{(الف-۲۶)}$$

با حل معادله فوق، تغییرمکان مربوط به مود nام را می‌توان از رابطه الف– ۲۷ به‌دست آورد.

$$u_n(t) = \phi_n Y_n(t) \quad \textbf{(الف-۲۷)}$$

تغییرمکـان کل حاصل از ترکیب تمامی مـودهای منظورشده را می‌توان از طریق حاصل جمع مجموعهٔ تغییرمکان‌های هر یک از مودها به‌صورت (الف–۲۸) به‌دست آورد.

$$u(t) = \sum \phi_n Y_n(t) \quad \textbf{(الف-۲۸)}$$

این روش به روش کلاسیک برهم‌نهش مودها موسوم است.

الف–۳ – روش اعمال بار یکنواخت

این روش ماهیتاً روشی مبتنی بر تحلیل استاتیکی و اصطلاحاً به روش استاتیکی معادل موسوم است. در این مورد نیز تنها در حالت‌های پل‌های منظم، مستوی، با انتظام در سختی در توزیع جرم و پل‌های فاقد مفصل در میانه‌های دهانه‌هایشان قابلیت کاربرد است که توصیه می‌شود در حد مطالعات اولیه مورد استفاده قرار گیرد.

این روش، برای پل‌های دارای پایه‌های نسبتاً انعطاف‌پذیر مناسب‌تر از پل‌های دارای پایه‌های سخت مانند پـایه‌های دیواره‌ای شکل می‌باشد. در این روش عملاً سازه پیوسته فرض گردیده و نیروهای ناشی از زلزله در این روش به تمامی اعضای پل با توجه به نحوهٔ اعمال و خواص مکانیکی و هندسی سازه و اعضا، توزیع می‌گردد. این روش مبتنی بر مود ارتعاش اساسی سازه در جهات عرضی یا طولی می‌باشد. در این روش، پریود ارتعاش سازه معادل پریود ارتعاش سیستم جرم و فنر تک درجهٔ آزادی (معادل پاندول وارون) درنظر گرفته می‌شود.

با اعمال بار جانبی یکنواخت (در امتداد و جهت مورد نظر)، تغییرمکان حداکثر به‌دست‌آمده برای محاسبهٔ سختی فنر معادل به‌کار می‌رود. متعاقباً ضریب پاسخ لرزه‌ای الاستیک یا منحنی ARS به‌کار گرفته می‌شود که بر آن اساس نیروهای داخلی و تغییرمکان‌های سازه محاسبه خواهند شد.

این روش اساس بارگذاری آثار ناشی از زلزله در پل‌های منظم در مشخصات فنی AASHTO تا سال ۱۹۸۹ بوده است.

این روش در هر دو امتداد طولی و عرضی و به‌ویژه در امتداد عرضی برای محاسبهٔ نیروهای معادل استاتیکی و پاسخ اسـتاتیکی پایه-های میانی پل‌ها تحت تأثیر مؤلفه عرضی زمین‌لرزه کاربرد داشته است. ابتدا مدل ساده‌ای از سازه متناظر با این تغییرمکان درنظر گرفته شده و شدت بار جانبی یکنواخت P_0 در طول عرشه اعمال می‌گردد.

با توجه به طرح اولیه پل (یا در مورد پل‌های موجود با استفاده از اطلاعات موجود)، تغییر مکان $u_S(x)$و متعاقباً مقدار حداکثر آن $u_{S\max}$ تعیین می‌گردد. در اینجا، شدت بار P_0به نحوی اصلاح می‌شود که $u_{S\max}$ برابر واحد گردد و به این ترتیب، سختی سازه بر اساس مفاهیم تحلیل سازه‌ها به روش سختی محاسبه می‌شود.

وزن مرده عرشه و ملحقات آن و پایه‌ها (معمولاً تا نیمه ارتفاع) جمعاً محاسبه می‌گردد (W). فرمولی که در مشخصات فنی آشتو برای محاسبه پریود بر این اساس ارایه‌شده به‌صورت زیر است.

$$T_n = ۲\pi\sqrt{\frac{W}{P_0 Lg}} \qquad (\text{ft/sec}^2 \text{ برحسب (شتاب ثقل) g}) \qquad \textbf{(الف – ۲۹)}$$

یا

$$T_n = \frac{2\pi}{31.62}\sqrt{\frac{W}{P_0 Lg}} \qquad (\text{m/sec}^2 \text{ بر حسب (شتاب ثقل) g}) \qquad \textbf{(الف – ۳۰)}$$

با در دست داشتن T_n و مراجعه به منحنی‌های ARS ارایه شده در مشخصات فنی AASHTO یا از طریق رابطه زیر، نیروی استاتیکی معادل زلزله، P_e (یا EQ در واژه‌شناسی مشخصات فنی آشتو)، محاسبه می‌شود:

$$P_e = \frac{C_{Sm}W}{L} \qquad \textbf{(الف-۳۱)}$$

حال با اعمال P_e بر مدل سازه، مقادیر (تقاضای) پاسخ موردنظر را محاسبه می‌نماییم.

الف-۴- تحلیل به روش طیف پاسخ

مهندسان پل، اغلب علاقه‌مند به یافتن مقادیر بیشینه پاسخ می‌باشند. به این ترتیب، تحلیل به روش طیف پاسخ متداول‌ترین روش تحلیل به‌منظور طراحی پل‌ها برای یافتن مقادیر بیشینه پاسخ سازه پل تحت تأثیر زلزله برای سیستم‌هایی که ذیلاً مورد اشاره قرار داده خواهند شد، بوده است.

گسترهٔ کار برد تحلیل طیفی تک مودی

تحلیل طیفی تک مودی بر این فرض استوار است که پاسخ سازهٔ پل به زلزله عمدتاً مرتبط با مود اوّل ارتعاش می‌باشد. این امر در مورد پل‌های منظم و دارای رفتار الاستیک، درحد کاربردی می‌تواند قابل پذیرش باشد، ولی در مورد پل‌های نامنظم، با هندسه پیچیده، دهانه‌های با طول‌های متفاوت، پایه‌های با سختی متفاوت، پل‌های دارای قوس در پلان یا در ارتفاع، پل‌های دارای زاویهٔ تورب و . . . ، تقریب قابل‌ملاحظه‌ای ارایه می‌دهد و در این موارد کاربرد آن را قابل‌پذیرش نمی‌توان تلقی نمود، زیرا در چنین پل‌هایی معمولاً برخی از مودهای دیگر ارتعاش سازه نیز در توزیع نیروها و نحوهٔ پاسخ تغییرمکانی سازه دخالت قابل‌ملاحظه‌ای خواهند داشت.

تحلیل تک مودی متکی بر روش انرژی ریلی است. در این روش تقریبی تنها یک مود- شکل برای سازه منظور می‌گردد. پریود ارتعاش طبیعی سازه از معادله‌ای بدست می‌آید که بر اساس روش انرژی با توجه به مقادیر انرژی پتانسیل و انرژی جنبشی مرتبط با مود- شکل مفروض، حاصل گردیده است. با استفاده از پریـود ارتعاش طبیعی، نیروهای اینرسی محاسبه می‌شوند و متعاقباً نیروهای طراحی و تغییرمکان‌ها به منظور ارضای شرایط تعادل استاتیکی به‌دست می‌آیند.

در این روش، بار جانبی یکنواخت p_0 را بر طول عرشه پل وارد نموده، تابع تغییرمکان استاتیکی حاصله، $u_S(x)$ را محاسبه می‌نماییم.

تغییرمکان جانبی پل تحت تأثیر زلزله، $u_S(x,t)$، با اعمال تابع دامنهٔ تعمیم‌یافته $u(t)$ و تابع شکل $u_S(x)$، با ارضای شرایط سرحدی به‌دست می‌آید.

لذا

$$u(x,t) = u_S(x)\ u(t) \qquad \textbf{(الف-۳۲)}$$

پارامترهای تعمیم یافتهٔ γ, β, α به شرح زیر محاسبه می‌شوند:

$$\alpha = \int_l u_S(x)\,dx \quad , \quad \beta = \int_l W(x)\,u_S(x)\,dx \quad , \quad \gamma = \int_l W(x)\,[u_S(x)]^2\,dx \qquad \textbf{(الف-۳۳)}$$

که در آن l طول عرشه پل و $W(x)$ تابع وزن عرشه، متناسب با طول دهانه پل و علاوه بر آن معمولاً شامل نیمی از وزن پایه‌ها نیز می‌باشد.

پریود ارتعاش به تقریب از رابطهٔ زیر محاسبه می‌شود:

$$T_n = 2\pi\sqrt{\frac{\gamma}{p.g\alpha}} \qquad \textbf{(الف-۳۴)}$$

شدت بار استاتیکی معادل که اثر اینرسی متناظر با تغییرمکان را تقریب می‌زند، $P_e(x)$، با استفاده از منحنی‌های طیف پاسخ شتاب الاستیک، ARS، که منعکس‌کنندهٔ آثار ترکیبی بیشینه شتاب در تراز بستر سنگی (A)، طیف‌های پاسخ در تراز بستر سنگی با نسبت میرایی ۵٪ (R) و ضریب بزرگنمایی خاک ساختگاه (S)، در ملزومات طراحی لرزه‌ای پل‌ها، کلترنز، ارایه شده‌اند، یا از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$P_e(x) = \frac{\beta C_{sm}}{\gamma} W(x) u_S(x) \quad , \quad C_{sm} = \frac{1/2AS}{T_m^{2/3}} \qquad \textbf{(الف-۳۵)}$$

که در آن، C_{Sm} به ضریب بدون بعد پاسخ لرزه‌ای الاستیک موسوم است؛ $\boldsymbol{A}$ عبارت است از بیشینهٔ شتاب حرکت زمین (که در مناطقی که ریزپهنه‌بندی آن‌ها انجام شده است، از نقشه‌های ریزپهنه‌بندی قابل استخراج است) و S ضریب بدون بعد مرتبط با نوع خاک زیر پی می‌باشد.

حال می‌توان با اعمال نیروی جانبی $P_e(x)$ بر سازه پل، نیروهای اعضای و تغییرمکان‌های ناشی از آن را با توجه به خواص هندسی و مصالح و سختی سازه محاسبه نمود.

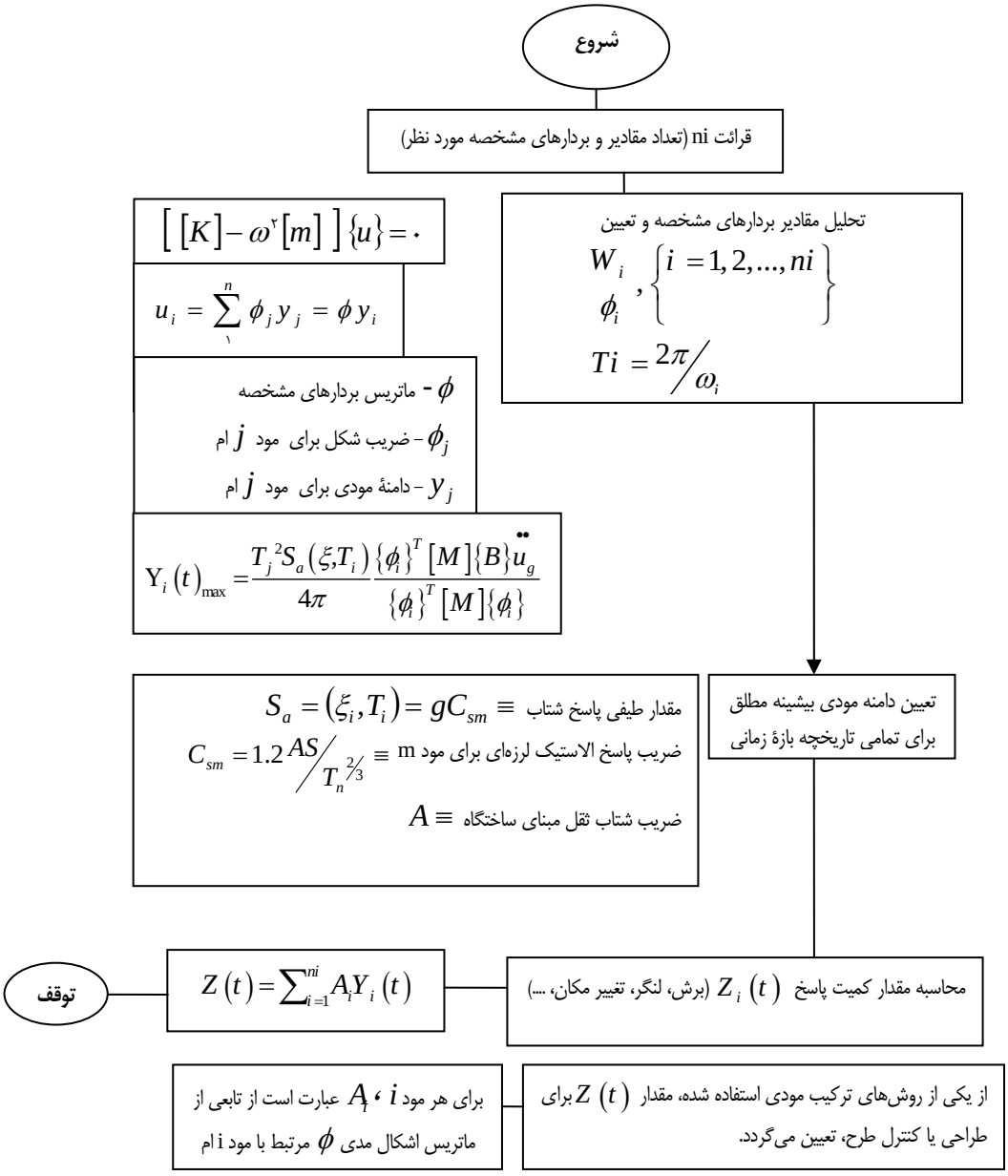
در واقع این روش، مثل بسیاری دیگر از روش‌های تحلیل و طراحی سازه‌ها مبتنی بر تکرار است. به این معنی که پس از حدس اولیه، یا طرح اولیه پل، اطلاعات مربوطه به عنوان پارامترهای اولیه مورد استفاده قرار داده می‌شوند و پس از تحلیل و طراحی مجدد، پریود جدید و مود- شکل مربوطه محاسبه می‌گردد و این اصلاح همچنان تکرار می‌شود تا مود- شکل حاصله با مود- شکل اساسی سازه تطابق نزدیکی نشان دهد.

الف-۴-۲- تحلیل طیفی چند مودی

این روش در مورد سازه‌های با هندسه و توزیع جرم و سختی نامنظم کاربرد دارد؛ زیرا این نامنظمی‌ها باعث می‌گردند در هر مود ارتعاش اثر متقابل مؤلفه‌های متعامد در سه جهت قابل‌توجه باشد. همچنین در مورد این‌گونه پل‌ها، معمولاً چندین مود ارتعاش در پاسخ سازه مشارکت دارند. تحلیل طیفی چند مودی معمولاً از طریق مدل‌سازی سه بعدی سازه پل با دقت‌های متناسب با اهمیت و میزان نامنظمی، صورت می‌گیرد. در مدل‌های ساده‌سازی‌شده تا مدل‌های تدقیق‌شده می‌توان از اعضا و اجزای محدود متناسب و با شبکه‌بندی تطبیقی با دقت مورد نظر بهره جست. لذا احتمال دارد، یک پل جعبه‌ای دارای قوس در پلان را با تقریب به‌صورت مجموعه‌ای از اجزای محدود با اعضای قاب و با اجرام متمرکز در محل تکیه‌گاه‌ها و در فواصل مناسبی در طول دهانه‌ها ایده‌آل‌سازی کرد یا آنکه بصورت تدقیق یافته با اجزای محدود پوسته‌ای نازک یا ضخیم یا ترکیبی از اجزای محدود پوسته‌ای، قاب و جامد توپر مدل‌سازی نمود. در بسیاری از موارد، مدل‌سازی تکیه‌گاه‌ها به‌ویژه تعداد مودهای ارتعاش مشارکت‌کننده برای تعیین پاسخ سازه با دقت موردنظر، افزایش چشمگیری می‌یابند.

تجارب حاصل از زلـزله‌های گذشته نشان داده است که در مورد پل‌های دارای سرستون‌های بیرون‌زده از کنارهٔ عرشه‌ها و همچنین پایه‌های تک ستونه، گشتاور اینرسی پیچشی (چرخشی) عرشه آثار قابل‌ملاحظه داشته و باید این آثار را در محاسبات وارد نمود.

با استفاده از برنامه‌های تجاری با قابلیت تحلیل طیفی چند مودی می‌توان تحلیل مقادیر و بردارهای مشخصه را انجام داد و پریودهای ارتعاش طبیعی، شکل‌های مودی، نیروهای داخلی و تغییرمکان‌های حاصله را بر اساس این روش به شرح (نگاره روند عملیاتی ارایه شده در شکل (الف-۴)) محاسبه نمود.



شکل الف-۴

الف-۴-۲-۱- قوانین ترکیب مودی

روش ترکیب مودها روش متداولی برای تحلیل دینامیکی پل‌های دارای تعداد قابل‌ملاحظه‌ای درجهٔ آزادی به‌شمار می‌رود. پاسخ بیشینهٔ یک سیستم الاستیک خطی را می‌توان با ترکیب مودها به شرح زیر تخمین زد. با توجه به آنکه مقادیر بیشینهٔ پاسخِ مرتبط با هریک از مودهای مشارکت‌کننده در زمان متفاوتی با زمان‌های متناظر با مقادیر بیشینهٔ پاسخِ مرتبط با مودهای دیگر اتفاق می‌افتد، حاصل جمع مستقیم نتایج پاسخ بیشینه تمامی مودهای منظورشده، مفهوم فیزیکی ندارد و در عین حال، کرانهٔ بالایی مقادیر بیشینه واقعی بوده و به نتایج محافظه‌کارانه‌ای، که از دیدگاه‌های اقتصاد مهندسی فاصله می‌گیرد و حتی حاشیه اطمینان قابل درکی در اختیار قرار نمی‌دهد، منتهی می‌گردد. روش‌های تجربی یا آماری متعددی برای تخمین پاسخ بیشینه سازه از طریق ترکیب سهم مشارکت مودهای گوناگون ارتعاش

در تحلیل طیفی به‌کار برده شده‌اند. دو روش متـداول عبارت‌اند از: الف) ریشهٔ مجموع مربعات (SRSS) و ب) ترکیب کوادراتیک کامل (CQC).

درمورد سیستم فاقد میرایی، نتایج هر دو روش یکسان می‌باشند. در مورد سیستم‌هایی که دارای مقادیر مشخصهٔ نزدیک به هم در مودهای مسلط می‌باشند، دقت روش ترکیب درجهٔ دوم کامل به مراتب افزون‌تر است. روش ریشهٔ مجموع مربعات، درمورد سیستم‌های دارای مقادیر مشخصهٔ مسلط با فواصل قابل‌ملاحظه و برای تخمین پاسخ کلی سیستم مناسب می‌باشد.

معمولاً درتحلیل پل‌ها، تعداد مودهای لازم برای دست‌یابی به نتایج قابل اعتماد، وابسته به ویژگی‌های هندسی، مصالح، سختی، میرایی و توزیع جرم فضایی سازه می‌باشد و درعین حال، محتوای فرکانسی زلزله اعمالی نیز تأثیر قابل‌ملاحظه‌ای در مقادیر پاسخ خواهد داشت. بسیاری از مهندسان، هرگاه مجموع اجرام مشارکت‌کننده یا ضرایب مشارکت مودی به میزان فراتر از ۹۰٪ نایل شد، تعداد مودها را برای کاربردهای عملیِ طراحی کافی تلقی می‌نمایند.

الف-۴-۲-۲-روش مجموع ریشه مربعات (SRSS)

به فرض آنکه Z مقدار بیشینه یکی از کمیت‌های مورد نظر پاسخ را نشان دهد، این مقدار از نتایج Zi، مقدار بیشینهٔ این کمیت در مود iام، به شرح زیر تخمین زده می‌شود.

$$Z = \sqrt{\sum_{i=1}^{ni} Z_i^2} \qquad \text{(الف-۳۶)}$$

الف-۴-۲-۳-روش ترکیب کوادراتیک کامل (CQC)

در این روش اثرات متقابل تمامی مودهای ملحوظ‌شده درنظر گرفته می‌شوند:

$$Z = \sum_{i=1}^{ni} \sum_{j=1}^{ni} \left(Z_i \rho_{ij} Z_j \right) \qquad \text{(الف-۳۷)}$$

$$r = \frac{\omega_j}{\omega_i} \qquad \rho_{ij} = \frac{8\sqrt{\xi_i \xi_j}\left(\xi_i + r\xi_j\right) r^{3/2}}{\left(1 - r^2\right)^2 + 4\,\xi_i\,\xi_j\,r\,\left(1 + r^2\right) + 4\left(\xi_i^2 + \xi_j^2\right) r^2}$$

الف-۴-۲-۴-ترکیب مؤلفه‌های متعامد ناشی از زلزله

در مورد پل‌های منظم، اثر حرکات زمین در جهات متعامد افقی را معمولاً با یکدیگر ترکیب می‌نمایند. در مورد پل‌های با دهانه‌های طویل، پل‌های نامنظم یا دارای دهانه‌های طره‌ای یا پل‌های پیش‌تنیده و همچنین پل‌های منظم تحت تأثیر زمین‌لرزه‌های محتمل‌الوقوع در حوزهٔ نزدیک معمولاً مطالعه آثار ناشی از مؤلفه قائم حایز اهمیت می‌باشد. در حالاتی‌که با فرض رفتار خطی، تحلیل طیفی پاسخ پل درجهات متفاوت مستقلاً صورت می‌گیرد، نتایج یا از روش‌های ترکیب مودی مذکور در فوق با یکدیگر ترکیب می‌گردند؛ یا برای سازه‌هایی که براساس روش استاتیکی معادل یا روش مودی تحلیل می‌گردند، به‌صورت پیشنهادشده در برخی آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای پل‌ها به نحو زیر ترکیب می‌گردند:

معمولاً ۳ ترکیب بار در نظر گرفته می‌شود که در هریک، آثار ناشی از زلزله یکی از سه مؤلفهٔ عرضی، طولی و قائم ضریب کامل داشته و آثار ناشی از دو مؤلفه دیگر با ضریب کاهش ۰/۳ با آن ترکیب می‌شوند.

در حالت تحلیل تاریخچه زمانی معمولاً درحالاتی‌که اثر ۳ مؤلفه حایز اهمیت تشخیص داده شود، تاریخچه زمانی حرکت زمین شامل هر سه مؤلفه خواهد بود.

الف-۵- تحلیل تاریخچه زمانی

به‌منظور به‌دست آوردن تاریخچه زمانی پاسخ سازه به تحریکات ناشی از زلزله در سیستم‌های خطی و به‌ویژه درمواردی که پاسخ سازه در حیطه رفتار غیرخطی صورت می‌گیرد یا درحالاتی‌که مشخصه‌های میرایی سیستم از نوع غیرکلاسیک است، تحلیل تاریخچهٔ زمانی غیرخطی مورد نیاز خواهد بود؛ زیرا تحلیل خطیِ ـ حاصل از برهم‌نهش مودها ـ این آثار را دربر نخواهد گرفت. در این روش تحلیل، بازه زمانی به گام‌های نسبتاً کوچک تقسیم می‌گردد؛ با دراختیار داشتن پاسخ سیستم در i امین گام $(u_i, \dot{u}_i, \ddot{u}_i)$ خواهیم داشت:

$$[M]\{\ddot{u}_i\} + [C]\{\dot{u}_i\} + [K]\{u_i\} = -[M]\{\ddot{u}_{gi}\} \qquad \text{(الف-۳۸)}$$

پاسخ در گام $i+1$ ام با حل معادله فوق برای $\ddot{u}_{i+1}, \dot{u}_{i+1} + u_{i+1}$ به‌دست می‌آید.

الف-۶-تحلیل غیرخطی پل‌ها

با توجه به گسترش مفاهیم شکل‌پذیری در سازه‌ها و توجه به قابلیت جذب انرژی در سیستم‌های سازه‌ای به‌منظور ممانعت از بروز خرابی‌های ناگهانی و تردشکن و جلوگیری از فروریزی و ناپایداری فاجعه‌آمیز، لازم است ارزیابی رفتار سازهٔ در دست طراحی یا سازهٔ موجود از نظر نحوهٔ رفتار غیرخطی کلی و موضعی تحت تأثیر زلزله، به‌ویژه در سطح خطر ایمنی با توجه به انتظار عملکردی از پل، به‌عمل آید. همچنین در مواردی که از تجهیزات میراگر یا از دستگاه‌های تکیه‌گاهی با قابلیت میرایی مؤثر استفاده می‌شود و در حالاتی‌که مدل پل در تکیه‌گاه‌ها لازم است به کمک عناصر ویژه با قابلیت ملحوظ‌کردن فاصله در درزها، اعضای بدون قابلیت کشش، اجزای منعکس‌کنندهٔ تماس و ... نمایش داده شوند، عدم مطالعه رفتار غیرخطی پل امری غیرواقع‌گرایانه خواهد بود.

بسته به ترازهای عملکردی تحت تأثیر سطوح متفاوت زلزله و با توجه به درجهٔ اهمیت و در چارچوب فلسفه طراحی، حالات حدی نهایی و حالات حدی بهره‌برداری مرتبط را تعیین و تبیین می‌کنند و تلاش طراح پل برآن خواهد بود که تخمین وی از رفتار پل تحت تأثیر زلزله با بهره‌گیری از مشخصه‌های به‌دست آمده از روش‌های متداول تحلیل خطر، با آنچه در واقعیت محتمل است، تطابق قابل قبولی داشته باشد.

در موارد بسیاری، میزان خسارات قابل‌پذیرش برای پل‌های مهم یا پل‌های متعارف تعریف‌گردیده است و در مواردی خساراتی درحدود تعریف شده، بدون فروریزش، پذیرفته شده است. برای کنترل و برآورد میزان خسارت لازم است تحلیل غیرخطی سازه به عمل‌آید؛ اگرچه در تحلیل غیرخطی نیز بسته به میزان دقت در مدل‌سازی، روش تحلیل، میزان دقت در تعریف پارامترهای مشخصه مصالح و مشخصه‌های زلزله ورودی، دقت متزاید ممکن است تاحدودی گمراه‌کننده باشد. رعایت اصول مدل‌سازی واقع‌گرایانه و تعریف صحیح شرایط سرحدی می‌تواند اثر مهم‌تری در توفیق فرایند تحلیل و طراحی داشته باشد و در مرحله طراحی نیز انتخاب سیستمِ ارجح شالوده و سازه و مصالح و اتخاذ تدابیر مقتضی به منظور ارتقای رفتار لرزه‌ای در چارچوب مفاهیم نوین طراحی لرزه‌ای پل‌ها همراه با طراحی جزییات اجرایی مناسب

می‌تواند به مراتب اثربخش‌تر از پی‌جویی اعداد و ارقامی باشد که از نظر کمّی بسیاری از مهندسـان سـازه و پل علاقه‌مندند بیش از آنچه باید به آن‌ها بها دهند.

عوامل مؤثر در رفتار غیرخطی پل را می‌توان به شرح زیر خلاصه نمود.

- رفتار غیرخطی مصالح،
- آثار غیرخطی هندسی و آثار ثانویه،
- رفتار غیرخطی خاک زیر شالوده‌ها،
- رفتار غیرخطی آثار اندرکنشی خاک- پی سازه،
- رفتار مرتبط با دستگاه‌های تکیه‌گاهی و درزهای جدایی و انبساط،
- حضور تمهیدات میراگر،
- آثار ناشی از خزش، وادادگی، افت و انقباض بتن،
- آثار ناشی از خستگی تحت تنش و خستگی توأم با خوردگی، منجر به رفتار غالب در حیطه مکانیک شکست الاستیک پلاستیک.

در تحلیل بدون ملحوظداشتن اثرات درجه دوم (یا ثانویه)، در واقع تحلیل بر اساس فرض برقراری شرایط تعادل در وضعیت هندسی اولیه (قبل از تغییرشکل) صورت می‌گیرد. این‌گونه تحلیل‌ها در حیطهٔ تغییرمکان‌ها و کرنش‌های کوچک مصداق می‌یابد. در تحلیل درجه دوّم، معادلات تعادل براساس هندسهٔ تغییرشکل یافته فرمول‌بندی می‌شوند.

در پایه‌های پل‌ها ملحوظ داشتن اثر موسوم به P-Δ از موارد بارز در تحلیل به اصطلاح درجه دوم به‌شمار می‌رود که طی آن، اثر توأم و متقابل بارهای قائم و تغییرمکان‌های جانبی ناشی از برش و خمش و انحنای پایه و دوران سرستون و عرشه نیز در محاسبات منظور می‌گردد. درچنین تحلیلی، مطالعات را می‌توان تا حیطه تغییرمکان‌های بزرگ و میزان چرخش‌های متوسط ادامه داد که در صورت بروز ناپایداری، آثار ناشی از کرنش‌های بزرگ را نیز می‌تواند در برداشته باشد.

در تحلیل کامل غیرخطی (اثر توأم رفتار غیرخطی مصالح و آثار هندسی)، آثار تغییرات هندسه سیستم و کرنش‌های بزرگ ناشی از پلاستیسیته گسترده یا کمانش منظور می‌گردد. همچنین، آثار ترک‌خوردگی نیز درنظر گرفته می شود.

رهنمودهای کلی به‌شرح زیر را در مورد روش تحلیل و شیوه مدل‌سازی می‌توان به‌کار بست:

الف- در مورد پل‌های با دهانه‌های کوتاه تا متوسط منظم، تحلیل مبتنی بر تغییرمکان‌های کوچک و هندسهٔ اولیه احتمالاً کفایت خواهد کرد.

ب- درمورد پل‌های دارای دهانه‌های طویل، پایه‌های بلند و پل‌های نامنظم، تحلیل با در نظرگرفتن آثار درجه دوم هندسی و آثار P-Δ ضروری به‌نظر می‌رسد.

پ- در مورد پل‌هایی که آثار رفتار غیرخطی بر آن‌ها مسلط است، تحلیل غیرخطی کامل با درنظر گرفتن آثار رفتار غیرخطی مصالح، تغییرمکان‌ها و تغییرشکل‌ها و کرنش‌های بزرگ و تغییرات هندسی و همچنین رفتار غیرخطی عناصر تکیه‌گاهی و تمهیدات میراگر ضروری است.

پ- درحالاتی‌که کنترل مقاومتی مورد نظر است، معمولاً تحلیل استاتیکی با رعایت اصول تعادل و قوانین تئوری پلاستیسیته به کار گرفته می‌شود.

ت- در حالاتی‌که کنترل برای تغییرمکان هدف صورت می‌گیرد، لازم است تحلیل به‌روش غیرخطی صورت گیرد.

ث- معمولاً به جز پایه‌های خاص در پل‌های با دهانه‌های طویل، اثر خمش پایه در تغییر طول پایه‌ها و همچنین اثر پیچش پایه‌ها قابل‌ملاحظه نمی‌باشد.

ج- در مورد رفتار غیرخطی فولاد، اغلب لازم است اثرات بروز پلاستیسیته و برای افزایش دقت، سخت‌شدگی کرنشی، باریک اندامی، شروع و گسترش ترک و بروز شکست درنظر گرفته شود؛ اگرچه آنالیز شکست با استفاده از بسیاری از نرم‌افزارهای تجاری موجود هنوز به مرحلهٔ بلوغ به‌منظور کاربرد عملی گسترده نرسیده است.

چ- درمورد رفتار غیرخطی بتن، رابطه کامل تنش-کرنش را لااقل تا حد تنش نهایی معادل کرنش مفروض خردشدگی باید درنظر گرفت. بدیهی است ملحوظداشتن اثر نرم‌شدگی، به‌ویژه در ارزیابی آسیب‌پذیری پل‌های موجود به نتایج دقیق‌تری منجر می‌گردد. معذلک لازم است مسایل مرتبط با بروز ترک در بتن و باز و بسته شدن ترک‌ها و نحوهٔ گسترش آن‌ها مورد توجه قرار داده شود. در این مطالعات معمولاً از مقاومت کششی بتن صرف‌نظر می‌شود.

ح- مطالعهٔ رفتار غیرخطی سیستم اندرکنشی خاک- سازه معمولاً متعاقب بررسی‌های لازم برای تعیین پارامترها و اتخاذ تصمیم در مورد شیوه مدل‌سازی اثر اندرکنشی خاک و پیِ سازه، صورت می‌گیرد. به‌ویژه در مورد پی‌های شمعی، انتخاب مدل واقع‌گرایانه و مقادیر قریب به واقع پارامترها و کمّیت‌های ذیمدخل و شیوه و ابزار مناسب تحلیل حایز اهمیت است. در تمامی حالات، مهندسان طراح پل و پی لازم است حیطه‌ای از تغییرات محتمل پارامترهای خاک را در مدل‌سازی منظور و آنالیز حساسیت به عمل آورند.

خ- درمورد پدیدهٔ خستگی، معمولاً مطالعهٔ گسترش ترک دینامیک مورد نیاز نیست، زیرا بررسی‌های لازم در چارچوب مکانیک شکست الاستیک خطی و مکانیک شکست الاستیک پلاستیک، در موارد مرتبط با رفتار خستگی مقطعِ حاوی ترک کفایت می‌نمایند.

د- رفتار غیرخطی دستگاه‌های تکیه‌گاهی مانند نئوپرن‌ها، تمهیدات میراکنندهٔ انرژی و ایزولاسیون ارتعاشی و رفتار درزهای جدایی و انبساط با مدل‌سازی فواصل آزاد و منظور داشتن نحوهٔ بسته شدن درزها و اعمال ضربه احتمالی باید در مدل‌سازی و تحلیل غیرخطی به دقت ممکن ملحوظ شوند؛ زیرا این اجزا با پاسخ غیرخطی خود به طور قابل‌ملاحظه‌ای در پاسخ مجموعهٔ سازه اثرگذار می‌باشند.

الف-۶-۱- آثار غیرخطی هندسی

آثار غیرخطی هندسی، در سطح عضو (بروز کمانش) را می‌توان در ماتریس سختی عضو گنجاند. در این حالت ماتریس‌های سختی با بهره‌گیری از توابع پایداری اصلاح می‌گردند. از طرف دیگر، با تعریف گره‌های میانی و اغلب با تعریف رواداری‌های حداقل می‌توان آثار غیرخطی هندسی در سطح درجه دوم و نیز تغییرمکان‌های بزرگ و تغییر هندسه و از جمله آثار $P-\Delta$ را درتحلیل منظور داشت. همچنین می‌توان رفتار از پیش تعیین شده‌ای را به عضوی نسبت داد و منحنی‌های نیروی محوری، تغییرمکان محوری عضو را به نحوی تعریف نمود که با درنظر گرفتن آثار نابه‌جایی تصادفی، نتایج تحلیل، براساس قوانین بنیادین حاکم بر رفتار عضو، حاصل گردند.

الف-۶-۲-آنالیز غیرخطی مصالح

با تعریف رابطه بنیادین غیرخطی تنش کرنش مصالح، اثر رفتار غیرخطی مصالح را می‌توان در تحلیل منظور داشت. رفتار غیرخطی تنش-کرنش بتن محصورنشده و محصورشده با یکدیگر تفاوت قابل ملاحظه‌ای را دارا هستند.

در ارتباط با رفتار کششی فولاد، مدل وب در اغلب مراجع مورد استفاده قرار گرفته است که شامل رفتار خطی تا نیل به مقاومت نهایی کششی و متعاقباً اثر نرم‌شدگی است که آن هم به‌صورت دو خط با دو شیب متفاوت درنظر گرفته می‌شود.

مشخصه‌های انواع فولاد سازه‌ای براساس استانداردهای معتبر یا آزمایش اختیار می‌گردند. باید دانست که درمواردی دیده شده است فولادهای تولیدشده در داخل کشور حیطه مقادیر پارامترهای مشخصه‌های مکانیکی و ترکیبات متالورژیک مصالح را ارضا ننموده‌اند. درمواردی نیز فولاد مشخص‌شده به عنوان فولاد نرمه، سیلان مشخصی از خود نشان نداده است و در حالات متعددی، مقاومت سیلان مصالح در حیطه مقاومت سیلان تعریف‌شده مصالح خاص قرار نگرفته است. در صورت انجام آزمایش چارپی، می‌توان رابطه این افزایش مقاومت را با کاهش شکل‌پذیری درک نمود. لذا آزمایش‌های فولاد، سختی‌سنجی، کوانتومتری و در نقاط حاد، آزمایش‌های غیرمخرب به نیت تعیین پتانسیل بروز تورق و متعاقباً در مورد جوش، بررسی کیفیت جوش از روش‌های ماورای صوتی، پرتونگاری و در مورد نارسایی‌های سطحی، روش‌های براده‌های مغناطیسی و مایع نفوذپذیر را می‌توان به‌کار برد. در مورد پل‌های فولادی واقع در مناطق بسیار سردسیر، لازم است در انتخاب فولاد مناسب با توجه به دمای انتقال آن (دمای انتقال از حالت رفتار تردشکن به شکل‌پذیر) توجه خاص مبذول شود. در غیر این‌صورت، قابلیت جذب انرژی در دمای پایین به میزان قابل‌ملاحظه‌ای کاهش یافته و احتمال شکست ترد افزایش خواهد یافت. تحلیل مقاطع ستون‌ها معمولاً به‌منظور بررسی رفتار لنگر ـ انحنا با حضور نیروی محوری صورت می‌گیرد. برای این مطالعات، می‌توان مفروضاتی به‌کار گرفت که ضمن ارایه رفتار واقع‌گرایانه تا حد ممکن مسأله را ساده‌سازی نمود. در ارتباط با مدل‌سازی مقاطع بتن‌آرمه، برنامه‌های تجاری کامپیوتری امکاناتی را در اختیار قرار داده‌اند که از جمله آن امکان تعریف میزان آرماتور به‌صورت حجمی، یا میله‌ای با درنظر گرفتن چسبندگی بین آرماتور و بتن، می‌باشد و رفتار بنیادین مصالح فولادی یا بتن‌آرمهٔ محصور شده، با میزان محصورشدگی مربوط را نیز می‌توان تعریف نمود. تحلیل غیرخطی با انتخاب کرنش در تار انتهایی بتن یا فولاد تحت کشش آغاز می‌گردد. با انتخاب آزمونی محل تار خنثی و اختیار پیش‌فرض در ارتباط با الگوی توزیع کرنش در مقطع، تنش‌ها، نیروها و لنگرهای مقطع محاسبه می‌شوند. متعاقباً تعادل مقطع با حضور نیروی محوری کنترل گردیده و درصورت عدم ارضا، موقعیت تار خنثی تغییر داده می‌شود تا شرایط تعادل در حیطهٔ دقت تعریف‌شده‌ای برآورده گردد. در این‌صورت، تلاش‌های عضو و انحنای متناظر با این مرحله محاسبه و مورد کنترل قرار داده می‌شود.

همچنین روابط مبتنی بر مفاهیم سطوح سیلان در تحلیل غیرخطی سازه‌های بتن‌آرمه برای حالات بروز پلاستیسیتهٔ گسترده در فولاد و همچنین مقاطع بتن‌آرمه مورد استفاده قرار داده شده است که در آن اثر حضور نیروی محوری نیز ملحوظ گردیده است.

در ارتباط با پل‌های متشکل از قاب‌های عرضی (پایه‌های متشکل از چند ستون و سرستون در امتداد عرضی) و طولی (سیستم‌های یکپارچه عرشه و پایه در امتداد طولی)، از طریق روش‌های متنوعی با میزان دقت متنوع می‌توان تحلیل غیرخطی را انجام داد. از جمله این حالات، تحلیل پلاستیک بر اساس تشکیل لولاهای پلاستیک در مواضعی از قاب است که قابلیت دَوَران پلاستیک برای آن‌ها تأمین شده باشد. معمولاً در تحلیل از طول ناحیه پلاستیک صرف‌نظر گردیده، پلاستیسیته در مواضعی از سازه به‌صورت گره پلاستیک متمرکز فرض می‌گردد و تحلیل بار افزون تزایدی ادامه می‌یابد. در هر مرحلهٔ تشکیل لولای جدید پلاستیک، ماتریس سختی عضوِ شامل لولای

پلاستیک اصلاح می‌شود و تحلیل ادامه می‌یابد تا مکانیسم پلاستیکی، مترادف با کرانه بالایی نیروی قابل تحمل، به‌دست آید. معمولاً این تحلیل با فرض رفتار الاستیک ـ کاملاً پلاستیک مصالح انجام می‌شود و در نواحی خارج از لولای پلاستیک، رفتار سازه الاستیک فرض می‌گردد. در این نوع تحلیل و با این فرض، طبعاً اثر پلاستیسیتهٔ گسترده قابل ردیابی نیست. همچنین آثار تغییر هندسهٔ سازه و آثار درجه دوم در چنین محاسباتی منظور نمی‌گردند.

در تحلیل غیرخطی با ملحوظداشتن اثر توزیع پلاستیسیته در بعد مقطع و در طول لولاهای پلاستیک، معمولاً عضو به تعدادی عضو کوچک‌تر منقسم می‌گردد. در برخی از روش‌ها، رفتار در سطح مقطع به‌صورت اطلاعات ورودی تحلیل در قالب منحنی‌های رفتاری $M-P-\Delta$ (لنگر- نیروی محوری- انحنا) حاصل از تحلیل مقطع، ارایه می‌گردد. در روش‌هایی که امروزه با گسترش امکانات نرم‌افزاری و سخت‌افزاری تمایل بیشتری به استفاده از آن‌ها وجود دارد، در مقطع نیز از اجزای محدود استفاده می‌شود که کافی است روابط تنش کرنش آن‌ها در مقطع تعریف گردد. متعاقباً با پیشرفت تحلیل، نحوه نفوذ پلاستیسیته در عمق و طول عضو دنبال خواهد گردید.

الف-۷- تحلیل و طراحی مبتنی بر کنترل تغییرمکان

در ارتباط با ملزومات عملکردی پل تحت تأثیر زلزله، تحلیل مبتنی بر تغییرمکان، معیار ملموس‌تری از میزان خسارت وارده بر پل را در مقایسه با تحلیل مبتنی بر مقاومت ارایه می‌دهد. در روش‌های معمول طراحی، پس از انجام مطالعات توجیهی و امکان‌سنجی و بررسی گزینه‌های ذیربط و انتخاب گزینه برتر، طرح اولیه سازه اغلب بر اساس تحلیل تقریبی مبتنی بر مقاومت و سختی مورد نیاز تخمین‌زده می‌شود. براساس اطلاعات هندسی و مشخصه‌های مصالح و شرایط سرحدی و تکیه‌گاهی، مدل‌سازی صورت گرفته و تحلیل سازه تحت تأثیر ترکیب بارهای محتمل (شامل زلزله) انجام می‌گیرد. به عنوان حاصلِ این تحلیل، تقاضای شکل‌پذیری تغییرمکانی سیستم با ظرفیت تأمین‌شده در سیستم طراحی شده مورد مقایسه قرار داده می‌شود. این روش از سال ۱۹۹۴ به بعد در کالیفرنیا و متعاقباً در ژاپن و نیوزیلند و چند کشور دیگر برای پل‌ها به‌کار برده شده است.

به عنوان گزینه‌ای دیگر، طراح می‌تواند تغییرمکان مشخصه‌ای از سازه را به عنوان تغییرمکانی هدف اختیار نماید. این تغییرمکان هدف ممکن است با اعمال ضرایب اصلاحی به تغییرمکان مورد انتظار طرح تبدیل گردد. حال فرایند تحلیل و طراحی مجدد توسط طراح با این نیت انجام می‌گیرد که مقاومت و سختی سازه به نحوی تأمین شود که سطح تغییرمکان ملحوظ شده در طراحی، تحت تأثیر زلزلهٔ مشخص قابل حصول باشد.

در این مقوله لازم است معیارپذیرش برای تغییرشکل در طراحی مبتنی بر تغییرمکان از نظر تقاضای تغییرمکانی و ظرفیت تغییرمکانی مشخص‌گردد؛ زیرا با توجه به آنکه درمواردی‌که بروز رفتار غیرخطی مصالح و یا هندسی دلیل اصلی رفتار غیرخطی می‌باشد، میزان تغییرمکان پس‌ماند نشانگر میزان خسارت محتمل نیز خواهد بود که فرض می‌گردد رابطه مستقیم با سطح عملکرد مورد انتظار پل پس از وقوع زلزله در سطح خطر مشخص خواهد داشت. در اینجا لازم به یادآوری است که در حالت حدّیِ مرتبط با خستگی کم تواترِ ناشی از زلزله، صرفاً تغییرمکان، قادر به ارایه میزان خسارت نخواهد بود و این امری است که اغلب از نظر مهندسان پل و زلزله که دارای تجارب مکانیک سازه‌ای بوده ولی از زمینه‌های مکانیک شکست دور بوده، مخفی مانده است.

از معیارهای طراحی لرزه‌ای، به‌ویژه برای پل‌های متعارف، حفظ جان بهره‌برداران بدون فروریزی می‌باشد. بنابراین، در این حالت، در حیطهٔ پاسخ فراالاستیک، میزان محدودی تغییرمکان پس‌ماند و زوال مقاومت را می‌توان تحت تأثیر زلزله در سطح خطر مرتبط با کنترل

ایمنی، قابل پذیرش تلقی نمود. معیارهای پذیرش در این چارچوب به عوامل متعددی از جمله میزان اهمیت پل، سطح خطر زمین‌لرزه، ویژگی‌های هندسی و مصالح سازه و ترازهای عملکردی مورد نظر وابسته خواهند بود.

معمولاً، پس از ورود به رفتار غیرخطی مصالح یا هندسی یا هر دو، در صورت عدم وقوع خرابی‌های ناگهانی (کمانش، شکست، فروافتادن عرشه از تکیه‌گاه و...)، زوال مقاومت تدریجاً آغاز می‌گردد. ظرفیت تغییرمکانی نهایی سازه به میزان تغییرمکانی اطلاق می‌گردد که سازه بدون کاهش قابل‌ملاحظه ظرفیت باربری خود، بتواند آن را تحمل نماید. معمولاً تغییرمکان متناظر با مرحله‌ای از پاسخ سازه ـ پس از نیل به مقاومت نهایی سازه و طی میزانی از زوال مقاومت (به میزانی قابل قبول) ـ را به عنوان ظرفیت تغییرمکانی سیستم درنظر می‌گیرند. میزان زوال مقاومت قابل پذیرش و متناظر با ظرفیت تغییرمکانی، بستگی به نیات عملکردی خواهد داشت؛ ولی در مورد کاربرد در پل‌های متعارف، در حدّی درنظر گرفته می‌شود که ضمن تأمین حاشیهٔ اطمینان مکفی از نظر ممانعت از فروریزی، قابلیت ترمیم خسارت پل به منظور برقراری شرایط بهره‌برداری متعارف وجود داشته باشد. با این هدف، ظرفیت تغییرمکانی سیستم را متناظر با مرحله‌ای از پاسخ با زوال مقاومت تا حدود ۲۰٪ مقاومت نهایی پیشنهاد نموده‌اند.

در مورد پایه‌های قابی شکل پل‌ها، ظرفیت تغییرمکانی جانبی سیستم را می‌توان به عنوان تغییرمکانی درنظر گرفت که متناظر با بخشی از منحنی بـار ـ تغییرمکان باشد که از مقدار ظرفیت بـاربری نهایی عبور نموده وکـاهش ظرفیت قابل قبولی از آن نیز رخ داده باشد (مثلاً به‌میزان حدود ۲۰ تا ۳۰٪).

گاه ظرفیت تغییرمکانی قاب را متناظر با تغییرمکانی در نظر می‌گیرند که در آن نخستین لولای پلاستیک تشکیل‌شده در قاب، به ظرفیت دَوَرانی نهایی خود رسیده باشد.

الف-۷- ۱-روش‌های تحلیل مبتنی بر تغییرمکان

این روش‌ها به شرح زیر قابل تفکیک می‌باشد.

- تقاضای تغییرمکانی و نیرویی ناشی از زلزله از طریق تحلیل تاریخچه زمانی یا تحلیل طیفی پاسخ سازه براساس خواص مقاطع مؤثر سیستم محاسبه می‌گردند. در مورد سازه‌های بتن‌آرمه معمولاً مقطع ترک خورده برای تعیین تقاضای تغییرمکانی به‌کار گرفته می‌شود؛ اگرچه برای محاسبه تقاضای مقاومتی معمولاً از خواص مقطع ترک نخورده استفاده می‌گردد. ظرفیت مقاومت نهایی غیرخطی مقطع ازطریق تحلیل غیرخطی براساس روش‌های ارایه‌شده در مشخصات فنی و آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای پل‌ها به‌دست می‌آید. ظرفیت تغییرمکانی معمولاً براساس تحلیل غیرخطی استاتیکی تک‌آهنگ بارافزون (تزایدی) محاسبه می‌گردد.
- تقاضای تغییرمکانی با استفاده از سختی و نسبت میرایی مؤثر و برای طیف پاسخ معینی محاسبه می‌گردد. ظرفیت تغییرمکانی با استفاده از سختی و نسبت میرایی مؤثر از طریق تحلیل غیرخطی استاتیکی تک‌آهنگ بارافزون محاسبه می‌شود.
- بر اساس تحلیل تاریخچه زمانی دینامیکی غیرخطی، نتایج پاسخ تغییرمکانی حاصله با تغییرمکان هدف و معیارهای پذیرش تعریف‌شده مورد مقایسه قرار داده می‌شوند.

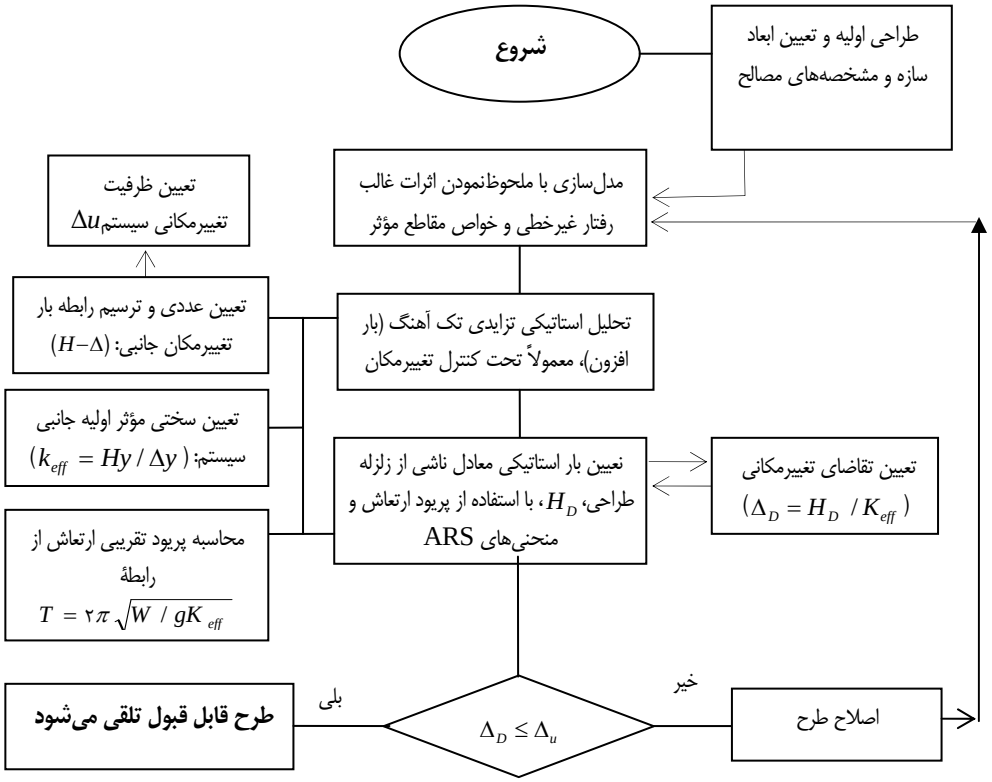
الف-۷- ۲-تحلیل استاتیکی تک‌آهنگ بارافزون

این روش گزینه‌ای ساده‌سازی شده است که به‌ویژه درمورد پایه‌های متشکل از چند ستون و سرستون در امتداد عرضی توسط مهندسان پل به عنوان گزینهٔ جایگزین تحلیل دینامیکی برای بررسی پاسخ تغییرمکانی به‌کار برده شده است و در آیین‌نامه‌های طراحی پل‌های جدید

و ارزیابی پل‌های موجود نیز برای دسته‌ای از پل‌ها مجاز دانسته شده است. هدف اصلی از این تحلیل، تعیین ظرفیت تغییرمکانی یا شکل‌پذیری به منظور مقایسه با تقاضای تغییرمکانی یا شکل‌پذیری محاسبه‌شده تحت تأثیر زلزله می‌باشد. کمّیت‌های اخیرالذّکر اغلب در عمل از تحلیل دینامیکی خطی، با درنظر گرفتن خواص مقاطع مؤثر تعیین می‌شوند.

در این روش چنان‌که ذکر شد، معمولاً یک پاره سازه از پل مانند مجموعه ستون‌ها و سر ستونِ یک پایهٔ میانی یا یک پایهٔ منفرد میانی به‌صورت ایزوله‌شده از مجموعه سازه پل درنظر گرفته می‌شود و تحلیل استاتیکی تزایدی تک‌آهنگ آن با درنظر گرفتن خواص مقاطع مؤثر انجام می‌شود. عوامل اصلی مؤثر بر رفتار غیرخطی مانند رفتار غیرخطی مصالح، اثر $P-\Delta$، اثر تغییرمکان‌های بزرگ و همچنین اثر اندرکنش غیرخطی خاک ـ شالوده ـ سازه، را نیز می‌توان در تحلیل ملحوظ نمود. معمولاً در چنین مطالعه‌ای آثار رفتار غیرخطی تکیه‌گاه‌های بین عرشه و پایه‌ها را باید به طریق دیگری مورد بررسی قرارداد.

مدل اجزای محدود تهیه‌شده پس از اعمال بارهای ثقلی، با بارگذاری جانبی تزایدی، معمولاً تحت کنترل تغییرمکان تحلیل می‌گردد که به معنی اعمال گام‌های تغییرمکانی جانبی بر سازه با دامنهٔ فزاینده می‌باشد تا مرحله‌ای که مکانیسم ناپایدار تشکیل شود یا معیاری از معیارهای خرابی نقض گردد. در عمل، کاربرد این روش بر این فرض استوار است که چنین تحلیلی قادر خواهد بود با دقت قابل قبولی از نظر کاربردی، پوش رفتار بار ـ تغییرمکان جانبی دینامیکی سیستم را تقریب زند. این امر به‌عبارت‌دیگر مترادف با پذیرش کارایی طیف پاسخ الاستیک در تخمین رفتار سازه خواهد بود.



شکل الف ـ۵ ـ روند تحلیل استاتیکی غیرخطی تک آهنگ بارافزون و تحلیل و ارزیابی مبتنی بر کنترل ظرفیت تغییرمکانی

در تحقیقات نشان‌داده شده است که تحلیل صرفاً غیرخطی مصالح براساس هندسه اولیه می‌تواند به نتایج اشتباه‌آمیزی منجر شود. این فرآیند به ترتیبی که در آیین‌نامه‌ها و دستورالعمل‌های کالیفرنیا ارایه‌شده ذیلاً در نگارهٔ روند عملیاتی در شکل الف ـ۵ خلاصه شده است. کنترل سازه به روش مقایسه ظرفیت و تقاضای اعضا و اجزای سازه، در پیوست (ت) مورد بحث قرار داده شده است.

نمادهای به‌کارگرفته شده در نگارهٔ الف–۵:

H: بار جانبی یا برش پایه

Δ: تغییرمکان جانبی

H_y: بار جانبی یا برش پایه متناظر با مراحل آغازین جاری‌شدن و تشکیل نخستین لولای پلاستیک در سیستم

Δ_y: تغییرمکان جانبی متناظر با مراحل آغازین جاری شدن و تشکیل نخستین لولای پلاستیک در سیستم

Δ_u: تغییرمکان متناظر با مقاومت حداکثر یا مقاومت زوال یافته به میزان از پیش تعیین‌شدهٔ قابل پذیرش (مثلاً متناظر با زوال مقاومت به میزان ۲۰٪)، حاصل از منحنی بار ـ تغییرمکان.

توضیحاتی در مورد منحنی‌های ARS در بند الف ـ۳ این پیوست ارایه شده است.

الف–۷– ۳–تحلیل غیرخطی دینامیکی تاریخچه زمانی پاسخ

معمولاً در مورد پل‌های دارای هندسه و توزیع سختی و جرم نامنظم و یا منجر به تمهیدات دارای میرایی قابل‌ملاحظه یا سیستم‌های دارای تجهیزات ایزولاسیون لرزه‌ای و همچنین پل‌های دارای دستگاه‌های تکیه‌گاهی منجر به رفتار غیرخطی، لازم است تحلیل غیرخطی دینامیکی به‌کار گرفته شود. در مورد ارزیابی پل‌های جدید یا پل‌های موجود ـ به‌ویژه در تراز ایمنی ـ نیز تحلیل غیرخطی دینامیکی با توجه به سطح خطر زمین‌لرزه، ترازهای عملکردی مورد نظر و میزان خسارت قابل‌پذیرش، معمولاً مورد نیاز و قابل توصیه است. بدیهی است، درصورت تعریف پارامترهای رفتار مصالحِ اعضا و اجزا و مدل‌سازی تفصیلی واقع‌گرایانه و اعمال شرایط صحیح سرحدی، به‌ویژه از دیدگاه طراحی مفهومی سیستم و به‌کارگیری روش‌های مناسب تحلیل دینامیکی غیرخطی، انتظار می‌رود نتایج تحلیل به این روش در مقایسه با سایر روش‌های ذکرشده دارای اعتبار بیشتری باشند؛ زیرا آثار باز توزیع لنگرها و نیروهای پلاستیک اعضا و اجزا نیز علاوه بر آثار کمانش کلی و موضعی و تغییرات هندسه سیستم در محاسبات ملحوظ می‌گردند.

در تحلیل دینامیکی غیرخطی می‌توان آثار ناشی از میرایی غیرخطی، تغییرات سختی، رفتار بار ـ تغییرشکل اعضا، اجزا، خاک و تغییر هندسهٔ سیستم، همراه با آثار ناشی از جرم سازه را با میزان دقتی که در مدل‌سازی میسر است، متناسب با قابلیت‌های روش و ابزار تحلیل ملحوظ نمود. روش تحلیل از طریق انتگرال‌گیری گام به گام معادلات حرکت به عنوان روش پذیرفته شده و به‌کارگرفته شده در اغلب برنامه‌های تحلیل اجزای محدود ـ با قابلیت تحلیل غیرخطی سازه‌ها ـ به‌شمار می‌رود. در این روش، در هر گام زمانی، فرض می‌گردد نسبت میرایی و سختی سازه ثابت مانده، ولی شتاب به‌صورت خطی تغییر می‌نماید. در واقع تحلیل رفتار غیرخطی واقعی به مجموعه‌ای از تحلیل‌های گام به گام بر سیستم‌های خطی با سختی و میرایی لحظه‌ای (ثابت در طول گام) تقریب زده می‌شود. پاسخ برای مجموعه‌ای از بازه‌های زمانی کوچک در هر گام زمانی محاسبه می‌شود و تعادل در ابتدا و انتهای این بازه‌های کوچک زمانی کنترل می‌گردد. بدیهی است با کاهش طول بازه‌های زمانی در گام‌های مزبور، نتایج حاصله به نتایج واقعی نزدیک‌تر شده و میزان تقریب کاهش می‌یابد.

این بازه‌های زمانی را ـ به‌ویژه در محدوده‌ای از زمان ـ باید به میزانی کوچک درنظر گرفت که خصایص اصلی تغییرات بارگذاری، یا رفتار غیرخطی قابل ردیابی باشند. در ابتدای هرگام، نیروی میرایی و نیروهای الاستیک بر اساس سرعت اولیه، تغییرمکان اولیه، نسبت میرایی و سختی مرتبط با این گام ـ که در طول گام ثابت فرض می‌شود ـ محاسبه می‌گردد. خواص جدید سازه در ابتدای هر گام زمانی با توجه به وضعیت تغییرشکل یافته و تنش‌ها و کرنش‌های پس‌ماند سیستم در آغاز گام محاسبه می‌گردند. پاسخ سازه با استفاده از تغییرمکان و سرعت محاسبه‌شده در انتهای هر گام به عنوان شرایط اولیهٔ بازه زمانیِ گام بعدی محاسبه می‌شود. این امر برای بازهٔ زمانی کل مورد نظر ادامه می‌یابد و تاریخچه زمانی کمّیت‌های پاسخ کلی سازه و اعضا و اجزای سازه معمولاً بر حسب زمان ترسیم و مورد بحث و بررسی قرار داده می‌شوند.

الف-۸- ملاحظات مدل‌سازی

تبحر در مدل‌سازی سازه، به‌ویژه در تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی، با توجه به وقت‌گیر بودن تحلیل‌ها، مرتبط با شیوه‌های تشخیص مدل‌هایی است که حتی‌المقدور ضمن قابلیت ردیابی رفتار اصلی و پاسخ قریب به واقعیت سازه و اجزای آن، دارای درجات آزادی کمتر و ترکیب مناسب و گویایی، در جهت اهداف تحلیل، از اعضای خطی و غیرخطی باشند. درغیر این‌صورت مدل‌سازی تفصیلی کورکورانه می‌تواند علاوه بر هزینه‌بر بودن، کنترل تحلیل‌گر را بر صحت نتایج کاهش دهد و همچنین با توجه به ایجاد پرونده‌های حجیم رایانه‌ای، کاربرد نتایج را بر او دشوار سازد. علاوه بر آن، هزینه و زمان انجام تحلیل غیرخطی دینامیکی مدل‌های تفصیلی با تعداد درجات آزادی قابل ملاحظه ممکن است به‌صورت موانعی به‌شمار آیند که به لحاظ کاربردی، بهره‌گیری از این روش‌ها را در طراحی لرزه‌ای پل‌ها در عمل محدود نموده‌اند.

معمولاً مناسب است برای هر پل، مطالعات اولیه، براساس روش‌های معادل استاتیکی و متعاقباً تحلیل‌های دینامیکی خطی و ارزیابی اولیه ـ قبل از ورود به مراحل تحلیل دینامیکی غیرخطی ـ صورت گیرد تا شناخت بهتری در ارتباط با رفتار خطی سیستم حاصل شده باشد. با این آگاهی می‌توان عوامل اصلی مؤثر در پاسخ غیرخطی را شناسایی نمود و اثرهای جداگانهٔ مدل‌سازی غیرخطی برخی از اجزا یا تمهیدات را با رفتار خطی مورد مقایسه و بررسی قرار داد و به این وسیله قابلیت اعتماد را در تحلیل غیرخطی افزایش داد. پس از ایده‌ال‌سازی و مدل‌سازی منفصل پل، وظیفه و هنر تحلیل‌گر، برقراری تعادل بهینه بین دقت، زمان و هزینهٔ تحلیل و شناسایی عوامل اصلی مؤثر بر رفتار غیرخطی سیستم و شناسایی نواحی و اعضا و اجزای مؤثر بر پاسخ غیرخطی هندسی و مصالح سیستم خواهد بود. در تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی، بدیهی است که خواص هیسترتیک مصالح را باید با دقت مکفی در مدل‌سازی تعریف نمود تا روابط هیسترسیس تحت بارگذاری رفت و برگشتی (سیکلیک)، به نحوی که در مشاهدات آزمایشگاهی ثبت گردیده‌اند، قابل باز تولید باشد؛ زیرا تغییر نسبتاً اندک در تعریف مدل مصالح می‌تواند تأثیر شگرفی در نتایج تحلیل غیرخطی سیکلیک و بویژه تحلیل تاریخچه زمانی نشان دهد که منجر به نتایج گمراه کننده گردد.

در تحلیل غیرخطی عرشه‌ها درحالتی‌که پیش‌تنیدگی موضوع مورد توجه اصلی نباشد یا آثار خزش به‌صورت ساده شده در محاسبات منظور گردد و همچنین مطالعات شامل آنالیز شکست نباشد، می‌توان از مدل‌های شامل اعضای قاب خطی و غیرخطی یا ترکیبی از قاب و اجزای محدود پوسته‌ای نازک و ضخیم و جامد حجمی بهره‌گیری نمود. توزیع جرم در عرشه را اغلب با دقت مکفی می‌توان با توجه به طول دهانه، از طریق اجرام متمرکزشده در میانه‌های دهانه و تکیه‌گاه‌ها درنظر گرفت. هرگاه بررسی مؤلفه قائم تغییر مکان یا آثار تحریک

نامتجانس تکیه‌گاهی در سه بعد مورد نظر باشد، تمایل به افزایش دقت از طریق بهره‌گیری از اجزای محدود قاب یا پوستهٔ دارای قابلیت ارایه رفتار غیرخطی هندسی و مصالح همراه با شبکه‌بندی تطبیقی به قصد ردیابی پدیده‌هایی از قبیل کمانش کلی و موضعی وجود خواهد داشت.

در مدل‌سازی مجموعه قاب‌های عرضی متشکل از پایه‌ها و تیرهای سرستون، مناسب است نخستین بررسی‌ها با استفاده از اعضای خطی و متعاقباً اعضای قاب غیرخطی انجام شود. در مورد پایه‌ها و تیرهای سرستون فولادی جعبه‌ای، مدل تفصیلی می‌تواند شامل اجزای محدود پوسته‌ای نازک و ردیابی آثار کمانش، از طریق تعریف مناسب هندسهٔ نابه‌جایی‌ها باشد. در مورد پایه‌های قابی شکل متشکل از ستون‌ها و سرستون بتن‌آرمه، مدل‌های تفصیلی به منظور تحلیل بخش ایزوله‌شدهٔ این پایه‌های عرضی با استفاده از اجزای محدود جامد توپر و مدل‌سازی مناسب آرماتورهای طولی و عرضی (به‌صورت مدل‌های میله‌ای یا حجمی مناسب) و امکان ردیابی ترک‌خوردگی بتن قابل تهیه خواهند بود. درصورت به‌کارگیری مدل‌های غیرخطی اعضای قاب برای نمایش ستون‌ها و پایه‌های میانی منفرد و قابی شکل، لازم است اثر اندرکنش خمش دو محوری و نیروی محوری در سطح تسلیم منظور گردد. برخی از مشخصه‌های رفتار ستون، شامل زوال سختی اولیه در اثر ترک‌خوردگی، جاری‌شدن فولاد و بتن (به‌ویژه در مقطع تحتانی در مورد پایه‌های طره‌ای)، آثار سخت شدگی کرنشی مصالح، آثار شناسایی شدهٔ کاهش اولیه سختی در سیکل‌های بارگذاری رفت و برگشتی (به‌ویژه در مصالح بنایی و به میزان کمتر در مصالح بتن‌آرمه) را بسته به مورد می‌توان با بهره‌گیری از مدل‌های ساده‌سازی شده تا مدل‌های پیچیده‌تر غیرخطی و تعریف سطوح تسلیم مربوطه مورد مطالعه قرار داد.

معمولاً در مورد پایه‌های منفرد و دیواره مانندِ پل‌ها، به‌نظر نمی‌رسد در نظر گرفتن اثر پیچش براساس روابط خطی تقریب قابل ملاحظه‌ای را در محاسبات سبب گردد.

در مدل‌سازی پی‌ها، روش معمول، شامل ارایه اثر خاک به صورت فنرهای غیرخطی در اندرکنش با پی‌های سطحی یا شمع‌ها و پی‌های عمیق می‌باشد. تعیین مشخصه‌های ضریب عکس‌العمل قائم و افقی خاک مستلزم انجام آزمایش‌های ویژه یا به‌کارگیری طرق غیرمستقیم تخمین این خواص بر اساس نوع، میزان تراکم و خواص مکانیکی دیگر خاک خواهد بود. به‌ویژه در حالت اخیرالذکر، توصیه می‌شود حیطه‌ای از مقادیر کمینه، بیشینه و میانگین مورد انتظار پارامترهای معرف خواص مکانیکی و دینامیکی خاک در محاسبات ملحوظ و نتایج با بررسی میزان حساسیت پاسخ سازه به تغییرات مقادیر این پارامترها مورد مطالعه قرار داده شود. فنرهای نمایشگر اثر خاک معمولاً شامل فنرهای انتقالی و دورانی می‌باشند. روش تفصیلی‌تر می‌تواند شامل درنظر گرفتن اثر اندرکنش یا مدل‌سازی بخش نسبتاً قابل ملاحظه‌ای از خاک (معمولاً تا عمق بستر سنگی لرزه‌ای) با ارایه خواص مصالح غیرخطی اجزای محدود نمایشگر خاک باشد. مدل‌سازی اثر رانش خاک بر پایه‌های کناری (کوله‌ها) نیز معمولاً با فنرهای غیرخطی صورت می‌گیرد؛ ولی باید دقت داشت که تحت اثر بارگذاری رفت و برگشتی ناشی از مؤلفهٔ طولی زلزله، این فنرها باید قادر باشند حالات متناسب با رفتار فعال یا غیرفعال خاک را ارایه دهند.

الف-۸- ۱- مدل‌سازی درزهای انبساط و تکیه‌گاه‌ها

مدل‌سازی درزهای انبساط و تکیه‌گاه‌ها را می‌توان با استفاده از اجزای محدود نمایشگر فاصلهٔ بین درزها و با تعریف خواص مصالح و سختی و ماهیت رفتاری دستگاه تکیه‌گاهی و با توجه به اثر اصطکاک و همچنین میزان نیروهای بالابر (به‌ویژه در حضور مؤلفه قائم زمین‌لرزه) به عمل آورد. در ارتباط با تکیه‌گاه‌های الاستومر، خواص غیرخطی مصالح (شامل مدول برشی و مدول فشاری و تغییرات تنش برحسب کرنش، به‌ویژه برشی، در سیکل‌های بارگذاری رفت و برگشتی) را می‌توان از طریق آزمایش و مدل‌سازی تفصیلی اجزای محدود

تکیه‌گاه الاستومر یافت و در مدل‌سازی مجموعه به‌صورت مدل‌هایی متشکل از اجزای فنری، اصطکاکی، تماسی و نمایشگر فاصلهٔ موجود در درزها منظور کرد.

در مورد درزهای انتهای عرشه در محل تکیه بر کوله‌ها لازم است از مدل عضو نمایشگر فاصله تا حد ممکن به واقعیت نزدیک شد. در عمل، پس از طی فاصله و برخورد احتمالی عرشه و کوله، سیستم کوله و خاک و دیوارهای برگشتی با توجه به میزان سختی در حالت مقاوم با این اثر مقابله خواهند نمود. در این حالت، امکان دوران کوله در اثر اعمال ضربه یا شکست سرکوله و استهلاک انرژی ناشی از آن از موضوعاتی می‌باشند که بررسی آن‌ها ضروری به‌نظر می‌رسد.

الف-۸- ۲- جنبه‌های کاربردی مدل‌سازی و تحلیل لرزه‌ای پل‌ها

الف-۸- ۲-۱- تحلیل استاتیکی معادل

این شیوهٔ تحلیل را براساس ملزومات طراحی لرزه‌ای پل‌ها، کلترنز (۲۰۰۴) می‌توان برای پل‌های منظم با دهانه‌های متوازن و سختی پایه‌های تقریباً یکسان و زاویهٔ کجی بالنسبه اندک به‌کار برد. با توجه به آنکه در چنین پل‌هایی معمولاً پاسخ لرزه‌ای به‌طور عمده از طریق مد اساسی ارتعاش نمایش داده می‌شود، روش مورد بحث برای این دسته از پل‌ها در مشخصات فنی و آیین‌نامه‌های طراحی پل‌ها قابل پذیرش شناخته شده است. روش استاتیکی معادل را باید با توجه به سطور بالا به پل‌های متعارف محدود نمود و در مورد پل‌های مهم، تنها به منظور بررسی‌های اولیه مورد توجه قرار داد. به این ترتیب، پریود اساسی ارتعاش با درنظر گرفتن سختی پایه‌ها و جرم متناظر با پایه‌ها محاسبه می‌گردد. متعاقباً به منحنی‌های موسوم به ARS رجوع شده و نیروی استاتیکی معادل ناشی از زلزله از حاصل ضرب ضریب ارایه شده در این منحنی‌ها با وزن متناظر پایه برای پایه مربوطه محاسبه خواهد گردید.

الف-۸- ۲-۲- تحلیل به روش طیف پاسخ الاستیک

روش طیف پاسخ الاستیک، همراه با روش‌های موسوم به بار یکنواخت و روش چند مودی دینامیکی، در واقع روش‌های تحلیل طیفی الاستیک خطی می‌باشند که با استفاده از طیف مناسب، به‌کار گرفته می‌شوند.

معمولاً در مورد پل‌ها تعداد مکفی مودهایی که حداقل ۹۰٪ مشارکت جرم را در برگیرند، مورد نیاز خواهند بود. روش بار یکنواخت تعریف شده در این راهنما ماهیتاً روشی مبتنی بر تحلیل استاتیکی معادل است که در آن، از بار یکنواخت جانبی برای تقریب زدن آثار ناشی از زلزله استفاده می‌گردد. روش بار یکنواخت در هر دو امتداد طولی و عرضی پل کاربرد دارد و صرفاً در مورد پل‌هایی مجاز است که شرایط ذکرشده در فصل ۸ (خلاصه‌شده در جدول پ-الف-۲) را ارضا نمایند.

جدول الف-۲

پارامتر	مقادیر				
تعداد دهانه‌ها	۲	۳	۴	۵	۶
حداکثر زاویه بین خطوط مماس بر محور طولی پل، در ابتدا و انتهای دهانه‌ها (درجه)	۲۰	۲۰	۳۰	۳۰	۳۰
حداکثر نسبت طول دهانه‌های متفاوت پل	۳	۲	۲	۱/۵	۱/۵
حداکثر نسبت سختی پایه‌های میانی	–	۴	۴	۴	۲

در هر دو مورد تحلیل‌های استاتیکی معادل و روش تحلیل طیف پاسخ، لازم‌است سختی مؤثر اعضا در محاسبات به‌کار گرفته شوند تا حتی‌المقدور ارزیابی نزدیک‌تری به واقعیت از پریود ارتعاش سازه به‌دست آید. در مورد اعضای شکل‌پذیر، ماتریس سختی مؤثر باید سختی سکانتی نزدیک به واقعیتِ عضو را در مراحل آغازین جاری‌شدن ارایه دهد. لذا سختی مؤثر باید با درنظرگرفتن مقطع ترک‌خوردهٔ بتن، اثر حضور نیروی محوری برای اعضای بتن‌آرمه و با درنظرگرفتن الگوی اصلی تنش‌های پس‌ماند، نابه‌جایی اولیه و نیروی محوری برای اعضای فولادی تعریف گردد. اثر اندرکنش خاک و شمع نیز لازم است به نحو واقع‌گرایانه‌ای در سختی شمع‌ها و پی‌های عمیق ملحوظ گردد.

در مورد ستون‌هـای بتن‌آرمه که با نیت ارایه رفتار شکل‌پذیر طراحی می‌شوند، گشتـاور اینرسی مؤثر، J_{eff} بـاید مبتنی بر خواص مقطع ترک‌خورده بوده و از شیب اولیه منحنی $M-\Phi$ (در حدفاصل بین مبدأ مختصات و نقطه متناظر با نخستین مراحل جاری‌شدن میلگردهای طولی اصلی) به‌دست آید. گشتاور اینرسی پیچشی ستون J_{eff} را می‌توان معادل ۲۰٪ گشتاور پیچشی مقطع ظاهری بتن فرض نمود. در مورد اعضـای بتن‌آرمـه‌ای که از طریق ظرفیت افزوده محافظت شده‌اند، گشتـاورهای اینرسی مؤثر بسته به میزان ترک‌خـوردگی، اختیار می‌گردند. در ارتباط با مقاطع جعبه‌ای بتن‌آرمه عرشه‌ها، گشتاور اینرسی مؤثر را می‌توان بین ۰/۵و ۰/۷۵ برابر گشتاور اینرسی مقطع ظاهری درنظر گرفت.

چنانکه ذکر شد، مدل‌های اجزای محدود فقط فشاری یا فقط کششی و اجزای محدود نمایشگر فاصله بین عرشه و کوله یا عناصر عرشهٔ کلیدهای برشی و نظایر آن، برای مدل‌سازی تکیه‌گاه‌ها و درزها، باتوجه به شرایط و وضعیت موجود، مورد استفاده قرار می‌گیرند. گره‌های مدل اجزای محدودِ نمایشگر سازه عرشه در درزهای انبساط معمولاً یا برای حرکت طولی آزاد درنظر گرفته می‌شوند، یا متصل به فنری که سختی برشی تکیه‌گاه‌های الاستومر را (درصورت موجود بودن) ارایه می‌دهد. عناصر کششی مورد استفاده به عنوان قیود حرکت متزاید را اغلب می‌توان به‌صورت عضو منعکس‌کننده فاصله و پس از طی آن با عملکرد فقط کششی (عضو فاصله منتهی به ملزومات میله محوری کششی) مدل‌سازی کرد. مدل‌سازی عناصر قفل‌شونده در حین زمین‌لرزه نیز باید با توجه به رفتار و نحوهٔ عملکرد این سیستم‌ها صورت گیرد. معمولاً مفید خواهد بود که مدل‌های ساده‌سازی شده‌ای از مجموعه و زیرمجموعهٔ سازه در بررسی‌های صحت‌سنجی اولیه درنظر گرفته شوند و متعاقباً مدل‌سازی و تحلیل تدقیق گردند.

در تحلیل طیف پاسخ الاستیک پل‌ها معمولاً[به‌عنوان مثال در کلترنز(۲۰۰۴)] از منحنی‌هایARS مرتبط با نسبت میرایی ویسکوز ۵٪ برای طیف مرتبط با ساختگاه استفاده می‌شود.

در تحلیل‌های تاریخچه زمانی، نسبت میرایی سازه بتن‌آرمه برابر با ۵٪ و برای پل‌های فولادی جوش‌شده و پیچ‌شده معادل ۲٪ درنظرگرفته می‌شود.

در ارتباط با پل‌هایی که در آن‌ها انتظار می‌رود فشار عکس‌العمل مفعولی خاک در امتداد طولی به مقادیر قابل‌ملاحظه‌ای نایل گردد، نسبت میرایی تا ۱۰٪ را می‌توان در امتداد طولی منظور داشت. در ارتباط با نحوه مدل‌سازی اثر اندرکنش خاک پشت کوله در بارگذاری رفت و برگشتی و نحوهٔ مدل‌سازی فنرهای نمایش‌دهندهٔ تغییرات فشارهای فاعلی و مفعولی خاک زمینه‌های مطالعاتی فعّالی قابل توصیه است.

در حالاتی که از تجهیزات ویژه میراگر و جداگرهای ارتعاشی با قابلیت استهلاک انرژی قابل ملاحظه برای کاهش پاسخ بهره‌گیری می‌گردد، لازم است کمیت‌های نمایشگر خواص مصالح با دقت تعیین و آثار میرایی ناشی از آنها از طریق تحلیل دینامیکی غیر خطی مورد بررسی قرار گیرد. در این حالت، تعریف نسبت میرایی کلی برای سازه گمراه‌کننده خواهد بود و ضرورت دارد، اعضای سازه با نسبت میرایی

متعارف و ادوات میراگر با پارامترهای دینامیکی مشخصه قابل اعتماد حاصل از آزمایش مشخصات فنی تعیین‌شدهٔ کارخانجات سازندهٔ معتبر، در مدل تحلیل تعریف گردند.

الف-۹- روش ارتعاشات تصادفی

این روش به‌منظور تخمین پاسخ از دیدگاه احتمال‌اندیشانه مورد استفاده قرار داده می‌شود. این روش برای پل‌های مهم و همچنین برای بررسی آثار تحریک نامتجانس تکیه‌گاهی در پل‌های با دهانه‌های طویل، از طرف آیین‌نامه اروپا توصیه شده است و در کشورهای ژاپن و چین نیز در دفاتر مهندسی در سطح کاربردی مورد بهره‌گیری قراردارد و دور از ذهن نیست که با گسترش امکانات نرم‌افزاری این روش به میزان گسترده‌تری در آینده نزدیک مورد بهره‌گیری مهندسان کشور قرار گیرد.

پیوست ب

مفاهیم طراحی ظرفیتی

ب ـ ۱ـ کلیات

نیت از طراحی ظرفیتی حصول اطمینان از آن است که مکانیسم رفتاری سازه قابلیت مستهلک‌نمودن انرژی را به میزان قابل اعتنایی دربر دارد و قادر به تحمل تغییرشکل‌های فرا الاستیک و تشکیل مفصل‌های پلاستیک در نقاط پیش‌بینی‌شده (مانند بالا و پایین ستون‌ها) می‌باشد. به این منظور، آثار تلاش‌های ناشی از تشکیل مفصل‌های پلاستیک و باز توزیع لنگرها و تنش‌ها در ستون‌ها باید توسط ستون‌ها و اعضای متصل به ستون مانند تیر سرستون و پی گسترده یا سرشمعی تحمل گردد.

ب ـ ۲ـ مقاومت افزون بر مقاومت اسمی

ظرفیت مقاومتی افـزون بر مقـاومت خمشی اسمی ستون با، M_n، یا M_{po}^{col} نشان داده می‌شود و مطـابق جدول ب‌ـ۱ درنظر گرفته می‌شود.

جدول ب-۱

برای ستون‌های بتن‌آرمه	$M_{po}^{col} = 1.5\, M_n$
برای ستون‌های فولادی براساس مقاومت سیلان مورد انتظار	$1.2\, M_n$
برای ستون‌های فولادی پرشده با بتن	$1.3 M_n$
برای شمع‌های فولادی حول محور ضعیف و برای اعضای فولادی در برش	$1.5 M_n$
برای محاسبات خاک و طراحی ژئوتکنیکی براساس نیروهای طراحی مطابق ملزومات طراحی لرزه‌ای در سطح خطر و عملکرد ۳	$1.0 M_n$

که در آن M_n ظرفیت مقاومت خمشی اسمی ستون می‌باشد.

برای ستون‌های بتن‌آرمه، می‌توان از رابطه ب ـ۱ استفاده نمود.

$$M_{po} = M_{bo}\left[1 - \left(\frac{P_e - P_b}{P_{to} - P_b}\right)^2\right] \qquad \text{(ب-۱)}$$

که در آن:

P_e بار فشاری محوری حاصل از ترکیب بارهای ثقلی و زلزله

$P_b = 0.425\beta_1 f_c' A_g$ ظرفیت بار محوری فشاری در حالت اعمال لنگر (متوازن) اسمی بیشینه مقطع که در آن

β_1 ضریب بلوک تنش فشاری است که کوچک‌تر یا برابر ۰/۸۵ فرض می‌شود.

P_{to} ظرفیت کششی نیروی محوری ستون برابر با $A_{st} f_{su}$، که در آن،

$A_{st} \equiv$ مساحت سطح مقطع مجموع مقاطع آرماتورهای فولادی طولی،

$f_{su} \equiv$ مقاومت کششی نهایی آرماتورهای طولی،

M_{bo} از رابطهٔ ب-۲ محاسبه می‌گردد.

$$M_{bo} = K_{shape} A_{st} f_{su} D' + P_b D\left(\frac{۱ - \kappa_o}{۲}\right) \quad \text{(ب-۲)}$$

که در آن:

D' قطر خارجی آرماتورهای دورپیچ یا فاصلهٔ لبه‌های خارجی تنگ‌ها در مقاطع مربع مستطیل شکل می‌باشد که به تقریب برابر با ۰/۸D درنظر گرفته می‌شود،

K_{shape} ضریب شکل به شرح جدول ب-۲ می‌باشد.

K_o عبارت است از ضریبی مرتبط با مرکز سطح بلوک تحت فشار مقطع که برای مقاطع دایروی برابر ۰/۶ و برای مقاطع مربع مستطیل شکل برابر با ۰/۵ درنظر گرفته می‌شود.

جدول ب-۲

نوع عضو و مقطع	ضریب شکل K_{shape}
ستون با مقطع دایروی	۰/۳۲
ستون با مقطع راست‌گوشه (مربع مستطیل شکل) که ۲۵٪ آرماتورهای طولی آن در هر وجه توزیع شده باشد.	۰/۳۷۵
دیوار در خمش حول محور اصلی قوی (محور قوی‌تر)	۰/۲۵
دیوار در خمش حول محور اصلی ضعیف (محور ضعیف‌تر)	۰/۵

برای ستون‌های بتن‌آرمه، یک تحلیل لنگر انحنا، با منظور داشتن مقاومت مورد انتظار، خواص بتن محصورشده و اثر سختی کرنشی آرماتور طولی قابل انجام است.

برای ستون‌های فولادی پل‌ها، مقاومت خمشی اسمی (M_n) را می‌توان بر اساس ضوابط اشتو (مبتنی بر روش ضرایب بار و مقاومت)، و مشخصات فنی AASHTO-LRFD 2004، به‌دست آورد. به‌عنوان گزینه‌ای دیگر، فرمول ب-۳ نیز قابل استفاده تلقی می‌شود.

$$M_n = 1.18 M_{px}\left[1 - \frac{P_u}{A_g F_{ye}}\right] \le M_{px} \quad \text{(ب-۳)}$$

که در آن:

$A_g \equiv$ سطح مقطع ظاهری ستون فولادی،

$F_{ye} \equiv$ مقاومت جاری شدن حداقل مورد انتظار فولاد،

$M_{px} \equiv$ عبارت است از لنگر پلاستیک تحت تأثیر خمش محض تک محوری براساس حد جاری‌شدن F_{ye}

$P_u \equiv$ بار محوری فشاری ضریب‌دار.

ب ـ ۳ـ طول ناحیهٔ لولای پلاستیک

طول ناحیهٔ لولای پلاستیک، L_p، برای ستون‌های نمونه فولادی و بتن‌آرمه، سرستون‌ها، شمع‌های درجا و مواضع اتصال پای ستون‌ها و همچنین اتصال بالای ستون‌ها به سرستون‌ها به‌عنوان بیشینه مقادیر زیر درنظر گرفته می‌شود.

ب ـ ۳ـ۱ـ محاسبه طول مفصل پلاستیک برای ستون‌های بتن‌آرمه

بیشینه حاصل از مقادیر زیر به عنوان L_p اختیار می‌گردند.

$$L_p = \max \begin{cases} D_{\max} \\ L/۶ \\ D(\cot\theta + \dfrac{\tan\theta}{۲}) \\ ۱.۵(۰.۰۸\dfrac{M}{V} + ۴۰۰۰\,\varepsilon_y d_b) \\ \dfrac{M}{V}(۱ - \dfrac{M_y}{M_{po}}) \\ ۴۵۰\ \ mm \end{cases} \qquad \text{(ب-۴)}$$

که در آن،

$D \equiv$ بعد مقطع ستون در جهت خمش،

$D_{max} \equiv$ بعد حداکثر مقطع ستون،

$d_b \equiv$ قطر میلگرد طولی،

$L \equiv$ ارتفاع آزاد ستون،

$M \equiv$ لنگر خمشی حداکثرستون،

$V \equiv$ نیروی برشی حداکثر ستون،

$M_y \equiv$ لنگر متناظر با مرحلهٔ آغازین جاری شدن در ستون،

$\varepsilon_y \equiv$ کرنش در حد جاری‌شدن برای آرماتور طولی،

$\theta \equiv$ زاویه ترک اصلی که از رابطهٔ ب–۵ به‌دست می‌آید.

$$\theta = \left(\tan^{-1}\left\{ (1.6/\Lambda)(\rho_v/\rho_t)(A_v/A_g) \right\}^{0.25} \right) \geq 25^\circ\ ,\ \geq \tan^{-1}\left(D'/L\right) \qquad \text{(ب-۵)}$$

در رابطه (ب ـ ۵) A_v مساحت سطح برشی بتن می‌باشد که معمولاً برابر با $۰/۸ A_g$ برای مقاطع با پیرامون دایروی و $b_w d$ برای مقاطع راست‌گوشه مربع مستطیلی درنظر گرفته می‌شود.

ρ_v عبارت‌است از نسبت آرماتور عرضی (نسبت مساحت سطح مقطع آرماتور عرضی به مساحت سطح مقطع بتن متناظر)

ρ_t نسبت حجمی آرماتور طولی

Λ ضریب گیرداری که برای ستون با یک سمت گیردار و سمت دیگر مفصلی برابر با ۱ و برای ستون دو سرگیردار، برابر ۲ درنظر گرفته می‌شود.

ب ـ ۳ـ۲ـ محاسبه طول مفصل پلاستیک برای ستون‌های فولادی

مقدار L_p بزرگ‌ترین دو مقدار $\frac{L}{\Lambda}$ ($\frac{۱}{۸}$ طول عضو) یا ۴۵۰ میلی‌متر درنظر گرفته می‌شود.

ب ـ ۳ـ۳ـ توصیه‌های عمومی

در طول نواحی مستعد تشکیل لولاهای پلاستیک، لازم است تنگ‌ها و دورپیچ‌های محصورکننده در ستون‌های بتنی تعبیه گردند و ستون‌های فولادی در مقابل کمانش کلی، جانبی، موضعی و شکست محافظت شوند. مدهای کمانشی در صورت وقوع، صرفاً در حدی قابل‌پذیرش تلقی می‌گردند که به کمانش موضعی غیرالاستیک با مقاومت پس‌ماند قابل اعتنا محدود گردند.

پیوست پ

راهنمای بهسازی لرزه‌ای

پ ـ ۱ ـ کلیات

مطالعات بهسازی لرزه‌ای شامل تدوین استراتژی و کاربرد شیوه‌ها، روش‌ها و تمهیدات بهسازی خواهد بود که به اختصار و درحد کلیات، تبیین امکانات و برخی از گزینه‌های متداول و قابل کاربرد در این پیوست مورد اشاره قرار داده شده‌اند.

پ ـ ۲ ـ بهسازی خاک

پ ـ ۲ـ ۱ـ بهسازی خاک مستعد روانگرایی

افزایش تراکم خاک به روش جایگزینی با شمع‌ها یا ستون‌های سنگی متراکم‌شده به کمک دستگاه لرزاننده (ویبراتور)

از روش‌های بهسازی خاک‌های مستعد روانگرایی اجرای شمع یا ستون‌های سنگی متراکم‌شدهٔ جایگزین به کمک دستگاه لرزاننده (ویبراتور) می‌باشد. معمولاً اجرای این ستون‌های سنگی به قطر یک متر در فواصل افقی حدود ۳ متر به‌صورت شبکه‌ای در عمق لایه مستعد روانگرایی تا رسیدن به لایه خاک غیرمستعد به روانگرایی و در وسعتی حدود ۱/۵ تا ۲ برابر عمق لایه مستعد روانگرایی منجر به نتایج مطلوبی خواهند گردید. این روش برای خاک‌های دارای درصد مواد رسی تا حدود ۱۵٪ نتیجه‌بخش خواهد بود.

ارتقای تراکم از طریق تزریق

در مواردی که طی مطالعات امکان‌سنجی روش فوق به دلایلی از جمله عدم وجود ارتفاع مکفی جهت نصب و کاربرد دستگاه ویبراتور مناسب تشخیص داده نشود، می‌توان از طریق تزریق به روش‌های مرسوم به افزایش تراکم خاک پرداخت. این روش شامل تزریق مخلوطی با تراکم زیاد از خاک، سیمان و آب از طریق پمپ با فشار زیاد جهت متراکم‌نمودن و افزایش چگالی خاک خواهد بود. به این ترتیب در مواضع تزریق نواحی گوی‌سانی از مصالح بسیار متـراکم جایگزین خـاک اطراف گردیده و منجر به تراکم خـاک می‌گردد. متعاقباً یا در حین عملیات اجرایی نتایج حاصل از میزان اثربخشی این روش یا کفایت مواد و مواضع تزریق‌شده را می‌توان از طریق آزمایش نفوذ استاتیکی مخروطی مورد بررسی قرار داد.

مواد مورد استفاده در تزریق می تواند شامل مواد ویسکوز و مواد شیمیایی باشد. همچنین امکان تزریق علاوه بر پمپ از طریق جت نیز برای خاک‌های لای‌دار و ماسه‌ای رس‌دار میسر است که ضمن حفاری، تزریق با مخلوط تحت فشار فورانی صورت می‌گیرد و ستون‌ها و دیواره‌های صلبی را ایجاد می‌نماید.

موارد احتیاطی و ایمنی

تمامی موارد فوق باید توسط متخصصان و پیمانکاران ذیصلاح و آشنا به آثار هر یک از روش‌ها و همراه با کنترل کیفیت در حین پیشرفت عملیات اجرایی، از قبیل مطالعه امکان تورم خاک یا شکست هیدرولیکی خاک در اثر تزریق تراکمی یا بررسی احتمال اعمال خسارت به شالوده‌های شمعی، در اثر تزریق به‌وسیله جت و تحت نظارت دقیق انجام شوند.

در روش‌های مبتنی بر لرزاندن باید وضعیت پل به‌طور مرتب تحت پایش قرار داده شود تا در اثر لرزش و اعمال نوسانات قابل ملاحظه، خسارتی بر پل و شالوده و خاک زیر شالوده وارد نگردد.

بدیهی است در تمامی موارد، به‌ویژه در صورت به‌کارگیری روش‌هایی که در آن از لرزاننده (ویبراتور) ها استفاده می‌گردد، لازم‌است دشواری‌های امر در مورد پل‌های موجود بر فراز آبراهه‌ها و عملیات اجرایی زیر آب، مورد توجه قرار داده شود و به‌طور متناسب، روش‌ها و تجهیزات لازم انتخاب و در صورت لزوم به اصلاح فرایند پرداخته شود.

پ ـ ۳ ـ بهسازی پل‌های واقع بر خاک مستعد روانگرایی

با توجه به تجارب حاصل از تخریب‌های گسترده پل‌های واقع بر خاک‌های مستعد روانگرایی و گسترش جانبی، توصیه می‌شود امکان جایگزینی پل از طریق انحراف مسیر راه و پل و عبور از ساختگاه‌های فاقد استعداد روانگرایی مورد مطالعه قرار داده شوند.

در صورتی‌که نتایج مطالعات الزام حفظ پل در موقعیت واقع بر خاک مستعد روانگرایی را نشان دهد، گزینه‌های قابل بررسی و به‌کارگیری به‌شرح زیر خواهند بود:

الف ـ بهسازی خاک با روش‌های از قبیل شیوه‌های مذکور در بند ب ـ۲ این پیوست.

ب ـ ارزیابی سیستم اندرکنش خاک ـ شالوده ـ سازه جهت تعیین ظرفیت تغییرمکانی و باربری سیستم پی موجود به‌ویژه از دیدگاه قابلیت سازگاری با تقاضاهای تغییرمکانی و دورانی خاک، بدون بروز خرابی و با توجه به سطح عملکرد مورد نظر پل. در صورت عدم کفایت سیستم، لازم‌است بهسازی شالوده و سازه پل متناسباً صورت گیرد.

پ ـ ترکیب حالات الف وب فوق

در انتخاب روش بهسازی لازم‌است جمیع جهات و از جمله دیدگاه‌های فنی و اقتصادی، با توجه به اهداف بهسازی مورد توجه قرار داده شود.

پ ـ ۴ ـ بهسازی پل‌های واقع در حوزه نزدیک گسلش محتمل گسل فعال

با توجه به احتمال بروز تغییرمکان‌های قابل‌ملاحظه در حوزه نزدیک گسلش و به‌ویژه احتمال ایجاد تغییرمکان‌های نسبی نامتجانس بین پایه‌های متفاوت پل و کوله‌ها، اگرچه احتمال وقوع زلزله در عمر مفید پل قابل بررسی است، لازم‌است این بررسی با دیدگاه محافظه‌کارانه صورت گیرد و خطرپذیری چنین ساختگاهی مورد توجه ویژه قرار داده شود و تدابیر و تمهیدات بهسازی متناسب با شرایط ساختگاهی و سیستم سازه‌ای پل اتخاذ گردد.

در این‌گونه موارد، توصیه‌های زیر را باید به طور جدی مورد توجه قرار داد:

- افزایش شکل‌پذیری به قصد افزایش قابلیت دوران پلاستیک در مواضع تشکیل مفاصل پلاستیک و ظرفیت تغییرمکانی پل، از طریق محصورنمودن محافظه‌کارانه آن نواحی از پایه‌ها که مستعد تشکیل مفاصل پلاستیک می‌باشند؛ بنابراین، مواضع ستون در نواحی اتصال پایه به سرستون و شالوده و محل وصله‌های آرماتورهای طولی پایه‌ها را باید به میزان مکفی محصور نمود.

- در حالاتی‌که سازه‌های عرشه دارای تکیه‌گاه ساده در دهانه‌های مجاور ناپیوسته می‌باشند، ایجاد پیوستگی در امتداد طولی سازه عرشه در تکیه‌گاه‌ها به قصد ممانعت از فروافتادن عرشه از پایه‌ها در اثر تغییرمکان قابل‌ملاحظه مورد انتظار، از اقدامات مفید بهسازی خواهد بود. در صورتی‌که پیوستگی به گونه‌ای صورت گیرد که لنگر منفی در تکیه‌گاه‌ها ایجاد گردد، طبعاً باید اصلاحات لازم و بهسازی عرشه به قصد تحمل لنگرهای منفی مزبور نیز به عمل آید. باید توجه داشت که سازه عرشه با دهانه‌های ساده در مقابل اختلاف نشست پایه‌های مجاور از نظر مقاومتی حساس نمی‌باشد؛ اگرچه تغییر زاویه حاصله ممکن است در حدودی باشد که بهره‌برداری از پل را مختل نماید. در هر حال، احتمال فروافتادن سازه عرشه از تکیه‌گاه در این سیستم‌ها به ویژه تحت تأثیر حوزه نزدیک زمین‌لرزه قابل ملاحظه است. بنابراین لازم‌است طول نشیمن عرشه بر پایه‌ها و کوله‌ها به نحو محافظه‌کارانه‌ای در این نواحی افزایش یابد و در عین حال از ضامن‌ها یا سیستم‌ها و قیود ممانعت‌کننده از حرکت نسبی طولی متزاید عرشه نسبت به پایه‌ها بهره‌گیری شود تا خطرپذیری در ارتباط با خرابی ناشی از فروافتادن عرشه از تکیه‌گاه کاهش یابد.
- در سیستم‌های با عرشه و پایه‌های پیوسته، احتمال فروریزی کامل کاهش می‌یابد. معذلک این نوع از پل‌ها از نظر تنش‌های ناشی از تغییرات دما و همچنین اختلاف نشست تکیه‌گاهی، باید مورد کنترل قرار داده شوند. این سیستم‌ها عملاً قادر به تحمل صرفاً تغییرمکان نسبی محدودی، در حوزهٔ نزدیک گسلش می‌باشند و اعمال جابه‌جایی‌های نسبی قابل‌ملاحظه منجر به اعمال تقاضای افزون‌تر از ظرفیت و احتمال بروز شکست، کمانش و سایر مدهای گسیختگی سازه خواهد شد.
- در مواردی که سازهٔ عرشه به‌صورت یکپارچه بر پایه‌های متعددی تکیه نموده است، بهره‌گیری از ایزولاسیون ارتعاشی در حد فاصل عرشه ممتد و پایه‌ها به‌صورت دستگاه‌های تکیه‌گاهی الاستومر با قابلیت رفتار مطلوب تحت تأثیر بارگذاری رفت و برگشتی از روش‌های مفید برای کاهش پاسخ و قابلیت سازگاری با تغییرمکان‌های نسبی افقی به‌شمار می‌رود، مشروط بر آن‌که هم‌زمان طول نشیمن کافی سازه عرشه بر کوله‌ها تأمین و دیوارهٔ سرکوله از نوع فناشونده طراحی گردد و امکان جابه‌جایی نسبی به میزان مکفی جهت استهلاک انرژی فراهم شود. در این روش نیز، توصیه می‌شود از ضامن‌های ممانعت‌کننده از تغییرمکان متزاید به منظور رعایت جانب احتیاط برای جلوگیری از فروافتادن عرشه از تکیه‌گاه کوله‌ها و همچنین برای ممانعت از جابه‌جایی عرضی متزایدِ مختل‌کنندهٔ بهره‌برداری عرشه روی پایه‌ها بهره‌گیری به‌عمل آید.
- در حوزه نزدیک و برای سازه‌های با پریود کوتاه، بیشینهٔ شتاب مؤلفه قائم حرکت زمین تا حدود متجاوز بر بیشینهٔ شتاب مؤلفه افقی اندازه‌گیری و ثبت شده است. بنابراین در این حالات، کنترل مقاومت پل در مقابل گسیختگی کلی با ملحوظ داشتن اثر مؤلفه قائم ضروری می‌باشد. همچنین در مواردی که عرشه پیوسته بوده یا از طریق بهسازی پیوسته می‌شود و هم‌زمان از ایزولاسیون ارتعاشی بین پایه‌ها و عرشه استفاده می‌گردد، با توجه به اثر مؤلفه قائم، لازم‌است در محل تکیه‌گاه‌ها از قیود ممانعت‌کننده از بلندشدن عرشه از تکیه‌گاه استفاده شود. با توجه به مقادیر قابل‌ملاحظهٔ پاسخ ناشی از مؤلفهٔ قائم، مقاومت سازهٔ عرشه، به‌ویژه سازه‌های پیش‌تنیده بتنی باید برای اثر مؤلفه قائم مورد کنترل قرار داده شده و در صورت نیاز، سازهٔ عرشه بهسازی شود. در مورد ستون‌ها و پایه‌ها، به ویژه ستون‌های فولادی، اثر مؤلفهٔ

قائم باید برای کمانش کلی، موضعی و شکست مورد مطالعه قرار داده شود. همچنین ارزیابی دیافراگم‌های انتهایی و اتصالات و دستگاه‌های تکیه‌گاهیِ عرشه‌های فولادی، تحت تأثیر مؤلفه قائم ضروری است.

پ ـ ۵ ـ بهسازی شالوده‌ها

شالوده های سطحی

دَوَرانِ رفت و برگشتی شالوده سطحی، در حد کنترل‌شده، می‌تواند با توجه به اثر رفتـار غیـرخطی خاک تحت فشار، در حوالی لبه‌های شالوده‌های سطحی اثری در جهت ایزولاسیون ارتعاشی از خود بروز دهد و در مواردی که ستون‌ها و شالوده فاقد شکل‌پذیری لازم باشند، مانع شکست آنها گردد. معذلک دوران قابل‌ملاحظه غیرقابل برگشت، از نظر بهره‌برداری بسته به ملزومات عملکردی مورد نظر ممکن است معیارهای پذیرش را نقض نماید و در این حالت بهسازی شالوده مورد نیاز خواهد بود.

از روش‌های سنتی بهسازی شالوده برای کاهش احتمال واژگونی و همچنین کاهش میزان دوران شالوده، افزایش ابعاد شالوده، با یا بدون اجرای شمع‌های جدید می‌باشد.

همچنین در حالی که پایداری شالوده مورد تردید باشد، افزایش مساحت شالوده از روش‌های بهسازی رایج به‌شمار می‌رود. معمولاً افزایش مساحت شالوده مستلزم ایجاد ارتباط لازم و مکفی بین بتن مسلح جدید و شالوده موجود و تقویت شالوده موجود می‌باشد. در مواردی‌که شالوده سطحی فاقد سفره آرماتور فوقانی مکفی باشد، سفره فوقانی آرماتور برای مقاومت در مقابل لنگر، در بر و حوالی ستون و همچنین مقاومت برشی در مقابل نیروهای بالاکشندهٔ ناشی از ستون‌ها مورد نیاز می‌باشند. در صورت عدم حضور سفرهٔ آرماتور فوقانی احتمال وقوع شکست خمشی ستون یا شکست برشی در محل اتصال ستون به شالوده قابل‌ملاحظه خواهد بود. همچنین تأمین سفره آرماتور فوقانی نیز باید در طرح بهسازی ملحوظ گردد. در صورتی‌که ارتباط میلگردهای جدید با میلگردهای قدیم از طریق برداشتن قشر بتنی محافظ آرماتور شالوده موجود و جوش‌کاری در نظر باشد، باید از جوش‌پذیری آرماتورهای قدیم و آرماتورهای جدید مصرفی اطمینان حاصل گردد و کوشش به عمل آید اتصال از طریق جوش‌کاری به میزان حداقل لازم مورد استفاده قرار داده شود و همچنین برای اتصال میلگردها می‌توان از کوپلر استفاده نمود.

همچنین در صورتی‌که نیاز به سوراخ‌کاری و کارگذاشتن میلگردهای مهاری وجود داشته باشد، این امر باید با ردیابی آرماتورهای موجود، اعمال حداقل صدمه و متعاقباً با به‌کارگیری بتن‌ریزدانه روان حاوی مواد منبسط شوندهٔ تأیید شده از طریق آزمایش صورت گیرد.

مدهای گسیختگی ناشی از عدم کفایت طول مهاری آرماتور ستون‌ها در شالوده نیز می‌تواند منجر به بیرون‌کشیدگی آرماتورهای تحت کشش از شالوده گردد؛ به‌ویژه هرگاه میلگردها فاقد خم انتهایی یا مهار مکانیکی بوده و شالوده فاقد سفره آرماتور فوقانی باشد و یا تنگ آرماتورهای طولی ستون‌ها در شالوده ادامه نیافته باشد. این مد خرابی به علت تشکیل مفصل غیر شکل‌پذیر در اتصال ستون به شالوده و عدم قابلیت تحمل لنگر در پای ستون، می‌تواند منجر به فرو افتادن ستون‌های طره‌ای و عرشه روی آن و فروریزی کلی پل گردد. در این زمینه، سوراخ‌کاری و کار گذاشتن میلگرد و ایجاد پوشش بتنی دور ستون در ارتفاعِ لازم میسر بوده، همچنین از طریق افزایش ارتفاع شالوده‌ای که به نحو مطلوب به شالوده موجود متصل گردیده باشد، این نقیصه قابل اصلاح خواهد بود. در این حالت باید دقت نمود تا این نوع از بهسازی منجر به ایجاد اختلاف سختی نامطلوب پایه‌ها نگردد.

در صورتی‌که آرماتورهای سفره تحتانی شالوده نامکفی باشند، با توجه به دشواری‌های افزودن آرماتور در لایه زیرین در نوار ستون‌ها، روش مناسب‌تر افزایش ارتفاع شالوده و در نتیجه افزایش مقاومت خمشی شالوده با بهره‌گیری از همان آرماتورهای موجود در لایه زیرین خواهد بود. افزایش بعد شالوده در امتدادی که حول آن خمش صورت می‌گیرد، نیز می‌تواند به مقاومت خمشی کل مقطع مدد رساند.

در مواردی که روش‌های فوق برای بهسازی کفایت ننماید، می‌توان از سوراخ‌کاری شالوده و عبور کابل و پس‌کشیدن کابل به منظور افزایش مقاومت خمشی استفاده نمود.

در هر حال، باید ابعاد و وضعیت موجود شالوده به میزان مکفی برای ارزیابی شناسایی گردد و بهترین روش با توجه به وضع موجود انتخاب شود. زیرا ممکن است جدارهٔ شالوده برای نصب ادوات مهار پیش‌تنیدگی مطابق نقشه‌ها، به‌صورت سطح صاف احداث نشده باشد.

در مواردی که اضمحلال گستردهٔ مصالح شالوده به دلایل گوناگون، از جمله آثار محیطی ناشی از حمله سولفات‌ها، اثر سایر عوامل شیمیایی یا اضمحلال درونی و تخلخل و نفوذپذیری مشاهده گردد، لازم‌است در مورد بهسازی شالوده با توجه به آثار زوال مقاومت بتن شالوده ناشی از این عوامل اقدام نمود. برای برنامه مطالعات و آزمایش‌های شناسایی مقاومت مصالح به پیوست (ج) رجوع شود.

پ ـ ۶ـ روش‌های بهسازی ستون‌ها و پایه‌ها

با توجه به آن‌که ستون‌های پل‌های بتن‌آرمه احداث‌شده در کشور با توجه به تاریخ احداث و اطلاعات گردآوری‌شده، در موارد متعددی ملزومات شکل‌پذیری خمشی و مقاومت برشی را ارضا نمی‌نمایند، احتمال بروز شکست خمشی در نواحی مستعد تشکیل لولای پلاستیک، به‌ویژه در نواحی حضور وصله آرماتورهای طولی در محل تشکیل لولاهای پلاستیک، و همچنین احتمال بروز شکست برشی یا شکست ترکیبی خمشی ـ برشی، در موارد عدم کفایت آرماتورهای عرضی و عدم محصورشدگی بتن، باید از این دیدگاه بررسی‌های لازم به عمل آید و در رفع نارسایی‌های ناشی از عدم کفایت پایه‌ها از نظر ظرفیت مکفی شکل‌پذیری اقدامات عملی صورت گیرد. در نواحی مستعد تشکیل لولای پلاستیک که در آن بتن فاقد محصورشدگی کافی باشد، مقاومت خمشی به دلیل تخریب بتن و کمانش آرماتور از بین می‌رود. در چنین نواحی، مقاومت برشی مقطع نیز رو به زوال می‌گذارد و احتمال شکست برشی نیز افزایش می‌یابد.

در پل‌های کشور شاهد احتمال زیاد تغییرمحل تشکیل لولای پلاستیک به دلیل تغییرات محوطه‌سازی بدون هماهنگی با طراحان پل بوده‌ایم، که احتمال بروز شکست را در مواضعی که در طراحی پیش‌بینی نشده‌اند، فراهم ساخته است.

همچنین با محصورنمودن برخی نواحی محدود از پایه، احتمال مستعدگردیدن نواحی دیگری از پایه، که در آن‌ها به دلیل قطع آرماتورها فقر در آرماتوربندی وجود دارد، افزایش می‌یابد و امکان دارد موقعیت شکست از محل پیش‌بینی شده به محل جدیدی انتقال یابد. بنابراین ارایه دهندگان طرح بهسازی باید به چنین احتمالاتی توجه ویژه داشته باشند و تقویت از دیدگاه همه‌جانبه صورت گیرد.

یادآور می‌گردد که در تمامی مواردی که تعویض و جایگزینی عضو یا اجزایی از پل در طرح بهسازی در نظر گرفته می‌شود، باید اعضای جایگزین به‌صورت عضو سازه پل جدیدالاحداث طراحی گردند.

پ ـ۶ ـ۱ـ روش‌های بهسازی ستون‌های بتن آرمه

برخی از روش‌ها و گزینه‌های متداول بهسازی لرزه‌ای در ارتباط با نارسایی‌های تکرارشوندهٔ ستون‌های بتن آرمه پل‌ها به‌طور عمده شامل موارد زیر می‌باشند که بسته به شرایط و وضعیت و نوع نارسایی و جنبه‌های فنی و اقتصادی مورد بهره‌گیری قرار داده می‌شوند.

- تعویض تمام یا بخشی از ستون،
- افزودن ستون‌های مکمل یا دیوارهای مکمل،
- تقویت خمشی و برشی،
- ارتقای شکل‌پذیری:
- بهره‌گیری از تاندون‌های پس‌کشیده،
- استفاده از نوارهای پس‌کشیده از مواد فیبری کامپوزیت و اپوکسی،
- استفاده از پوشش کامل با مواد فیبری کامپوزیت،
- اجرای پوشش پیرامونی بتن‌آرمه،
- اجرای پوشش پیرامونی فولادی، با یا بدون بتن پرکننده.
- افزودن تیرهای متصل کننده ستون‌ها در میانه ارتفاع در موارد ممکن به قصد تشکیل قاب و کاهش طول مؤثر.

پ ـ۶ ـ۲ـ روش‌های بهسازی ستون‌های فولادی

گسیختگی در ستون‌های فولادی ساخته‌شده از ورق‌ها یا پروفیل‌ها و ورق‌ها یا ستون‌های فولادی مهاربندی‌شده با بست‌های چپ و راست به دلیل بروز کمانش کلی یا موضعی، شکست جوش تحت تأثیر خستگی کم‌تواتر ناشی از زلزله در موارد متعددی گزارش گردیده است. بنابراین بازرسی فنی دقیق از پایه‌های فولادی امری ضروری خواهد بود تا نارسایی‌های موجود مشخص گردد. برای بهسازی ستون‌ها و پایه‌های فولادی از روش‌های نمونهٔ زیر به‌طور متناسب می‌توان بهره‌گیری نمود:

- تقویت‌های موضعی و کلی برای ممانعت از بروز کمانش کلی و موضعی (ارتقای شکل‌پذیری)،
- تعویض بخش یا کل ستون یا پایه یا اجزای آن (به‌ویژه در صورت وجود خوردگی گسترده یا گسترش ترک‌های ناشی از خستگی در اجزای پایه)،
- تقویت خمشی و برشی ستون،
- افزودن ستون‌های مکمل،
- افزودن سیستم‌های مهاربندی مکمل (مرجحاً از نوع شکل‌پذیر از جمله مهاربندی واگرا)،
- تقویت اتصالات و جوش‌ها (به قصد ارتقای شکل‌پذیری و ممانعت از بروز شکست)،

- اجرای پوسته فولادی پیرامونی،
- جادادن بتن در داخل ستون‌های قوطی شکل،
- اجرای بتن پرکننده در حدفاصل ستون و پوسته فولادی محیطی.

پ ـ ۷ـ سرستون‌ها

پ ـ ۷ـ ۱ـ سرستون‌های بتن‌آرمه

- جایگزینی (در موارد ضعف مفرط، اضمحلال گسترده مصالح بتنی و آرماتورها، خردشدگی، ترک‌خوردگی عمیق و عریض و ...)،
- تقویت با پوشش‌های بتن‌آرمه در طرفین و سطح زیرین،
- تقویت با پس‌کشیدگی خارجی،
- تقویت با بهره‌گیری از مواد فیبری کامپوزیت،
- تقویت با پوشش فولادی،
- اجرای تیر جدید در زیر سرستون،
- اجرای تیر جدید یکپارچه با ستون موجود در میانه ارتفاع ستون جهت تقویت قاب متشکل از ستون و سرستون و کاهش پاسخ سرستون و ستون.

پ ـ ۷ـ ۲ـ سرستون‌های فولادی

- جایگزینی (در موارد خوردگی گسترده یا مشاهده ترک‌های گسترش‌یافته ناشی از خستگی)،
- تقویت بال، جان، کاهش نسبت بعد به ضخامت اجزا برای کاهش احتمال بروز کمانش موضعی،
- اجرای مهار جانبی برای ممانعت از کمانش جانبی،
- استفاده از ورق مورب یا ورق پوششی جان در چشمه اتصال ستون به سرستون،
- تقویت خمشی،
- تقویت برشی،
- استفاده از مهاربندی تقویتی برای مجموعه ستون و سرستون ومرجحاً مهاربندی شکل‌پذیر واگرا با اصلاح سرستون به منظور قابلیت ایفای نقش به عنوان تیر پیوند برشی.

پ ـ ۸ـ تقویت اتصالات ستون به سرستون

تقویت اتصال ستون به سرستون از روش‌های متنوع با توجه به شرایط موجود و ویژگی‌های هندسی و مشخصات مصالح موجود باید توسط مهندس طراح پس از جمع‌آوری کامل اطلاعات ذیربط طراحی گردد. در ارتباط با اتصالات ستون‌ها و سرستون‌های فولادی، اغلب ضعف چشمهٔ اتصال و همچنین ادوات اتصال از نارسایی‌های متداول است که با روش‌های تقویتی متداول می‌توان این

نقیصه‌ها را برطرف ساخت. درارتباط با ستون‌ها و سرستون‌های بتن آرمه، علاوه بر تقویت اتصال به کمک مصالح بتن‌آرمه پوششی یا فلز پوششی، از مواد کامپوزیت فیبری نیز به‌طور فزاینده بهره‌گیری شده است. در این زمینه به فهرست مراجع مراجعه شود.

پ ـ ۹ـ روش‌های بهسازی به منظور ممانعت از فروافتادن عرشه از پایه‌ها

کلیات و مبانی بهسازی به قصد جلوگیری از فروافتادن عرشه از پایه‌ها در فصل ششم ارایه گردیده است.

پ ـ ۱۰ـ روش‌های بهسازی دیافراگم‌های قائم و افقی سازه عرشه‌های فولادی

این دیافراگم‌ها اغلب به قصد ممانعت از بروز کمانش جانبی ـ پیچشی تیر ورق‌های سازه عرشه و جلوگیری از کمانش موضعی در مواضع تکیه‌گاهی و همچنین گاه به‌منظور قابلیت استهلاک انرژی با قابلیت شکل‌پذیری زیاد طراحی می‌گردند. علاوه بر آنکه باید دیافراگم‌های قائم در فواصل مناسبی برای مقاصد فوق در طول دهانه تأمین گردند، وجود دیافراگم قائم مؤثر انتهایی از اهمیت خاصّی برخوردار است و درصورت عدم وجود یا عدم کفایت، بهسازی به قصد رفع این نقیصه ضروری خواهد بود.

پ ـ ۱۱ـ شیوه‌های بهسازی با بهره‌گیری از روش‌های کنترل غیرفعال

پ ـ ۱۲ـ شیوه‌های بهسازی با بهره‌گیری از ایزولاتورهای الاستومر

جزییات روش‌های محاسبات فنی و شیوه‌های به‌کارگیری این تکیه‌گاه‌ها در $Euro\,Code\,۸ : Part\,۲\,ENV\,۱۹۹۸ - ۲$ و مشخصات فنی راهنمـای اشتو برای ایزولاسیون ارتعاشی پل‌ها (۱۹۹۹) ارایه گردیده است.

پ ـ ۱۳ـ شیوه‌های بهسازی با بهره‌گیری از تمهیدات قفل‌شونده

پیوست ت

روند عملیاتی ارزیابی به روش نسبت ظرفیت به تقاضا

ت-۱- کلیات

در این پیوست، روند عملیاتی ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای پل به روش نسبت ظرفیت به تقاضا به‌صورت الگوی نمایشگر گام‌های لازم در فرایند ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای به این روش ارایه گردیده است. در این پیوست، کنترل‌های لازم در مورد نسبت‌های ظرفیت به تقاضای اعضا و اجزای پل به‌صورت گام به گام مورد بحث قرارداده شده و در هر مرحله داده‌های ورودی، مفاهیم تعیین ظرفیت، تقاضا و نسبت ظرفیت به تقاضا و همچنین الگوی نمونه جداول و نگاره‌های لازم برای ارایهٔ نتایج محاسبات فنی ارایه گردیده است. به‌عبارت دیگر، به‌منظور ارایه شیوهٔ مطالعات، الگوی جداول لازم و فضاهای مربوط به کمیت‌ها و دیاگرام‌هایی که لازم است در مراحل ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای هر پل در حین و پس از انجام محاسبات لازم تکمیل گردند، پیش‌بینی شده است.

بنابراین جداول و فضاهایی در این پیوست در نظر گرفته شده‌اند که به عمد خالی گذاشته‌شده‌اند تا در چارچوب یک روند سیستماتیک توسط مهندسان دست‌اندرکار ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای تکمیل گردند و در عین حال هیچ یک از گام‌های ارزیابی به محاق فراموشی سپرده نشود.

ت-۲- نمادها

مقادیر کمیت‌های مصالح سازه و خاک

شرح	واحد	نماد
تنش تسلیم آرماتورهای اصلی	KPa	$f_y =$
تنش تسلیم آرماتورهای عرضی	KPa	$f_{yt} =$
مقاومت فشاری بتن	KPa	$f'_c =$
مقاومت کششی بتن	KPa	$f_r =$
وزن مخصوص بتن	KN/m^3	$\gamma_{conc} =$
وزن مخصوص خاک	KN/m^3	γ_{soil}
ضریب انبساط حرارتی	$1/°c$	$\alpha =$
تغییرات دما	$°c$	$\Delta T =$
ظرفیت باربری خاک	KPa	$q_a =$

کمیت‌های مرتبط با مشخصات هندسی عمومی پل

شرح	واحد	نماد
طول دهانه از درز انبساط مورد بررسی تا درز مجاور	m	L_1 و $L_2 =$
زاویه کژی پل	°	$S =$
وجود مقیدکننده‌ها		

کمیت‌های مرتبط با ابعاد و عمق شالوده‌ها

شرح	واحد	نماد
عرض شالوده	(m)	W_f
طول شالوده	(m)	L_f
ارتفاع شالوده	(m)	H_f
ارتفاع خاک روی شالوده	(m)	H_{soil}
مهار آرماتورهای طولی در شالوده		
مهار آرماتورهای طولی در سرستون		

مشخصات ستون‌ها

شرح	واحد	نماد
نوع مقطع ستون		
ارتفاع ستون‌ها	m	H_C=
تعداد ستون در قاب عرضی		n=
قطر ستون	mm	D_C=
عرض مقطع ستون	m	W_C=
طول مقطع ستون	m	L_C=
مساحت سطح مقطع ظاهری ستون	m^2	A_g=
مساحت سطح مقطع هسته بتنی ستون	m^2	A_c=
گشتاور اینرسی مقطع ستون (حول محور X)	m^4	I_X=
گشتاور اینرسی مقطع ستون (حول محور Y)	m^4	I_Y=
تعداد آرماتور های ستون		n_{rebar} =
قطر آرماتور طولی ستون	mm	d_b=
قطر آرماتور عرضی		d_{bt1} , d_{bt2} , d_{bt3}, d_{bt4} =
محیط آرماتور عرضی		p_{bt1} , p_{bt2} , p_{bt3} , p_{bt4} =
مقدار خالص پوشش بتن محافظ آرماتور اصلی		cover =
فاصله خالص مابین آرماتورهای اصلی	mm	sp =
فاصله آرماتورهای عرضی		s_1 , s_2 =
محل وصله آرماتورهای طولی		
قطر آرماتور وصله ستون		d_{bs}=
طول وصله	mm	l_s=
سطح مقطع آرماتورهای وصله	mm^2	A_{bs}=
فاصله خالص مابین آرماتورهای وصله		sp_s =
فاصله ستون مورد نظر از محور طولی وسط پل	m	d_i =
درصد آرماتور طولی موجود مقطع	%	ρ_s=

مشخصات تکیه‌گاه‌های الاستومری

شرح	واحد	نماد
مدول برشی الاستومر	N/mm^2	$G=$
مساحت سطح مقطع الاستومر	mm^2	$A=$
ضخامت موثر الاستومر	mm	$T_e=$
تغییر مکان افقی مجاز الاستومر(بر اساس کاتالوگ‌های سازنده یا نتایج آزمایش)	mm	$\Delta_a=$

ت-۳- نسبت‌های ظرفیت به تقاضا برای درزهای انبساط و تکیه‌گاه‌ها

ت-۳-۱- نسبت‌های ظرفیت به تقاضا (تغییرمکان)، r_{bd}

حداقل طول نشیمن

نشیمن سازه عرشه بر کوله‌ها، ستون‌ها و درزهای انبساط انتهایی و میانی باید طول کافی جهت ممانعت از فروافتادن عرشه از تکیه‌گاه ناشی از تغییرمکان نسبی مورد انتظار را تأمین نمایند. طول نشیمن باید در امتداد متعامد محور کوله، پایه و یا درز انبساط میانی اندازه‌گیری شود و مقادیر آن با توجه به سطح عملکرد لرزه‌ای پل تغییر خواهد کرد.

حداقل طول نشیمن با در نظرگرفتن اثر زاویه کژی از روابط (۸-۱) و (۸-۲) فصل هشتم به‌دست می‌آید. در موارد کمبود اطلاعات بهره‌گیری از رابطه ساده‌تر زیر نیز مجاز می‌باشد.به‌صورت زیر در نظر گرفته می‌شود:

$$N(d) = (300+2.5L+10H)(1+0.000125\times S^2) \qquad mm$$

$L =$ m

$H =$ m

در اینجا:

L (برحسب متر):

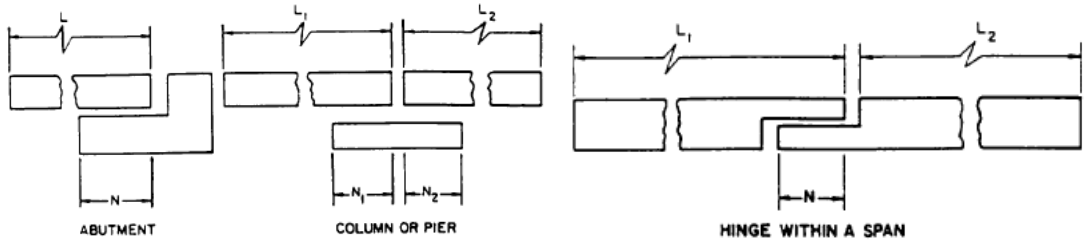
عبارت‌است از طول عرشه پل از تکیه‌گاه مورد نظر تا درز انبساط مجاور یا انتهای دیگر عرشه پل. این کمیت برای تکیه‌گاه‌های مفصلی واقع در میان دهانه، برابر است با مجموع L_1 و L_2، (طول‌های هر طرف از مفصل) و برای پل‌های تک‌دهانه، برابر است با طول عرشه پل.

H (برحسب متر):

برای کوله‌ها: متوسط ارتفاع ستون‌های زیر عرشه تا درز انبساط بعدی و $H=0$ برای پل‌های تک‌دهانه؛

برای ستون‌ها و پایه‌ها، متوسط ارتفاع ستون یا پایه و ستون‌ها (پایه‌ها)ی دو دهانه مجاور؛

برای درز انبساط داخل دهانه، متوسط ارتفاع دو ستون یا پایهٔ مجاور.



نسبت ظرفیت به تقاضا (تغییرمکان)، r_{bd} باید برای درزهای انبساط دارا یا فاقد قید و ضامن‌های ممانعت‌کننده از فروافتادن عرشه از تکیه‌گاه و همچنین برای دستگاه‌های تکیه‌گاهی که به‌علت فقدان قیود، کلیدها یا ضامن‌های برشی امکان جابه‌جایی نسبی روی سازه‌های تکیه‌گاهی را در جهت افقی دارند، محاسبه شود. نسبت ظرفیت به تقاضای تغییرمکانی، r_{bd}، حداقل مقادیر محاسبه‌شده با استفاده از دو روش زیر خواهد بود؛ مگر آنکه وسایل مقیدکننده حرکت متزاید نسبی عرشه نسبت به پایه‌ها تأمین شده باشند که در این صورت روش دوم مورد استفاده قرار خواهد گرفت.

طول نشیمن موجود (با توجه به نقشه‌ها، مدارک فنی و مطالعات و برداشت‌های میدانی)

N(c) = mm

روش اول ارزیابی نسبت ظرفیت به تقاضا:

$$r_{bd} = \frac{N(c)}{N(d)} =$$

روش دوم ارزیابی نسبت ظرفیت به تقاضا:

$$r_{bd} = \frac{\Delta_s(c) - \Delta_i(d)}{\Delta_{eq}(d)} =$$

Δ_s (c):

ظرفیت جابه‌جایی درز انبساط یا تکیه‌گاه (بدون ملحوظ داشتن ضخامت قشر بتنی محافظ آرماتور)

Cover = mm

$\Delta_s(c)$ = N(c)-cover = mm

Δ_i(d):

تغییر طول سازه عرشه می‌تواند ناشی از دما، افت و خزش باشد.

در پل‌های قدیمی درصورتی‌که با اندازه‌گیری میدانی اثرات افت و خزش در مقدار($\Delta_s c$) ملحوظ گردیده باشد، صرفاً منظورداشتن اثر حرارت در محاسبه ($\Delta_i d$) کفایت می‌نماید.

به‌طور معمول تغییرطول حاصل از افت و انقباض ناشی از خشک‌شدن بتن را تقریبا معادل اثر کاهش دمایی در حدود ۲۰ درجه در نظر گرفت.

$\Delta T_{shrinkage}$ = °c

$\Delta_i(d)$ = mm

:Δeq(d)

بیشینه تغییرمکان نسبی سازه عرشه نسبت به تکیه‌گاه حاصل از تحلیل تحت تأثیر بارهای مرده، زنده و مؤلفه‌های انتقالی زمین‌لرزه به‌شرح زیر:

ترکیب بار ۱: DL+0.5LL+S,EQX+30%S,EQY +30%S,EQZ

ترکیب بار ۲: DL+0.5LL+30%S,EQX+S,EQY +30%S,EQZ

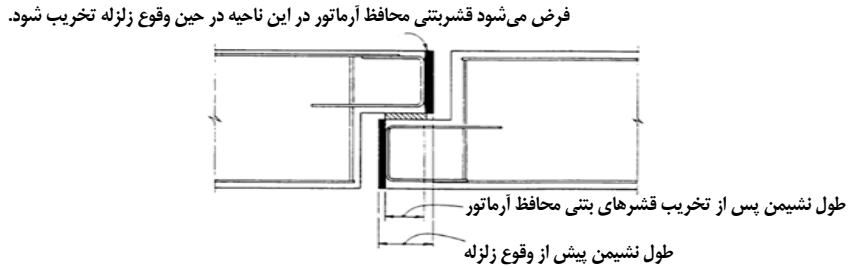
درز انبساط و تکیه گاه‌ها

$\Delta_{eq\ max}(d)=$ mm

$r_{bd}=$

نتیجه:

با توجه به مقدار r_{bd} در مورد کفایت یا عدم کفایت ظرفیت تغییرمکانی تکیه‌گاه‌ها و درزهای انبساط استنتاج به‌عمل آید.



ت-۳-۲- نسبت‌های ظرفیت به تقاضای نیرویی تکیه‌گاه‌ها

حداقل تقاضای نیرویی دستگاه‌های تکیه‌گاهی یا اجزای مقیدکننده

حداقل نیروی تقاضا برای دستگاه‌های تکیه‌گاهی یا اجزای مقیدکننده، جهت ارزیابی پل موجود معادل۲۰٪ بار مرده سازه عرشه، روسازی و سایر بارهای مردهٔ متکی بر عرشه در نظر گرفته می‌شود. نیروی تقاضا برای تکیه‌گاه یا مقیدکننده معمولاً از یک تحلیل الاستیک که در آن اثرات پاسخ غیرخطی سازه دیده نشده، به‌دست می‌آید.

سهم یک تکیه گاه از وزن روسازه که از تحلیل سه بعدی مدل کامپیوتری به‌دست آمده است.

$W_{DL,bearing}=$ KN

$Fv_{min}=20\%\ W_{DL,bearing}=$ KN

:$V_b(d)$

نیروی اعمال‌شونده بر دستگاه تکیه‌گاهی یا قید مهاری در اثر کنش‌های ناشی از زلزله می‌باشد که در روش مورد بحث به‌صورت نیروی الاستیک حاصل از تحلیل تحت تأثیر ترکیب بارهای دربرگیرنده آثار ناشی از زلزله با اعمال ضریب افزاینده ۱/۲۵ محاسبه می‌گردد.

$V_b(d)=1.25\times V_{analysis}$

در صورتی‌که Fv_{min} از تجاوز $V_b(d)$ نماید، $V_b(d)$ برابر با Fv_{min} در نظرگرفته می‌شود.

بیشینه تقاضای نیروی برشی تکیه‌گاهی

- راستای طولی پل : $V_{analysis} = V_2 =$ *KN*
- راستای عرضی پل: $V_{analysis} = V_3 =$ *KN*
- راستای طولی پل: ----> $Vb(d)_L =$ KN
- راستای عرضی پل: $Vb(d)_T =$ KN

$V_b(c)$: عبارت است از ظرفیت اسمی عضو یا جزء مورد مطالعه در امتداد و جهت مورد نظر

با توجه به آزمایش‌های انجام‌شده، مقدار کرنش برشی الاستیک و نهایی الاستومرها به ترتیب معادل۱۰۰٪ و ۲۵۰٪ ضخامت مؤثر الاستومرها پیش‌بینی می‌گردد.

$\Delta_e =$ *mm*

$\Delta_u =$ *mm*

سختی برشی تکیه‌گاه‌های الاستومر از رابطه زیر قابل محاسبه است.

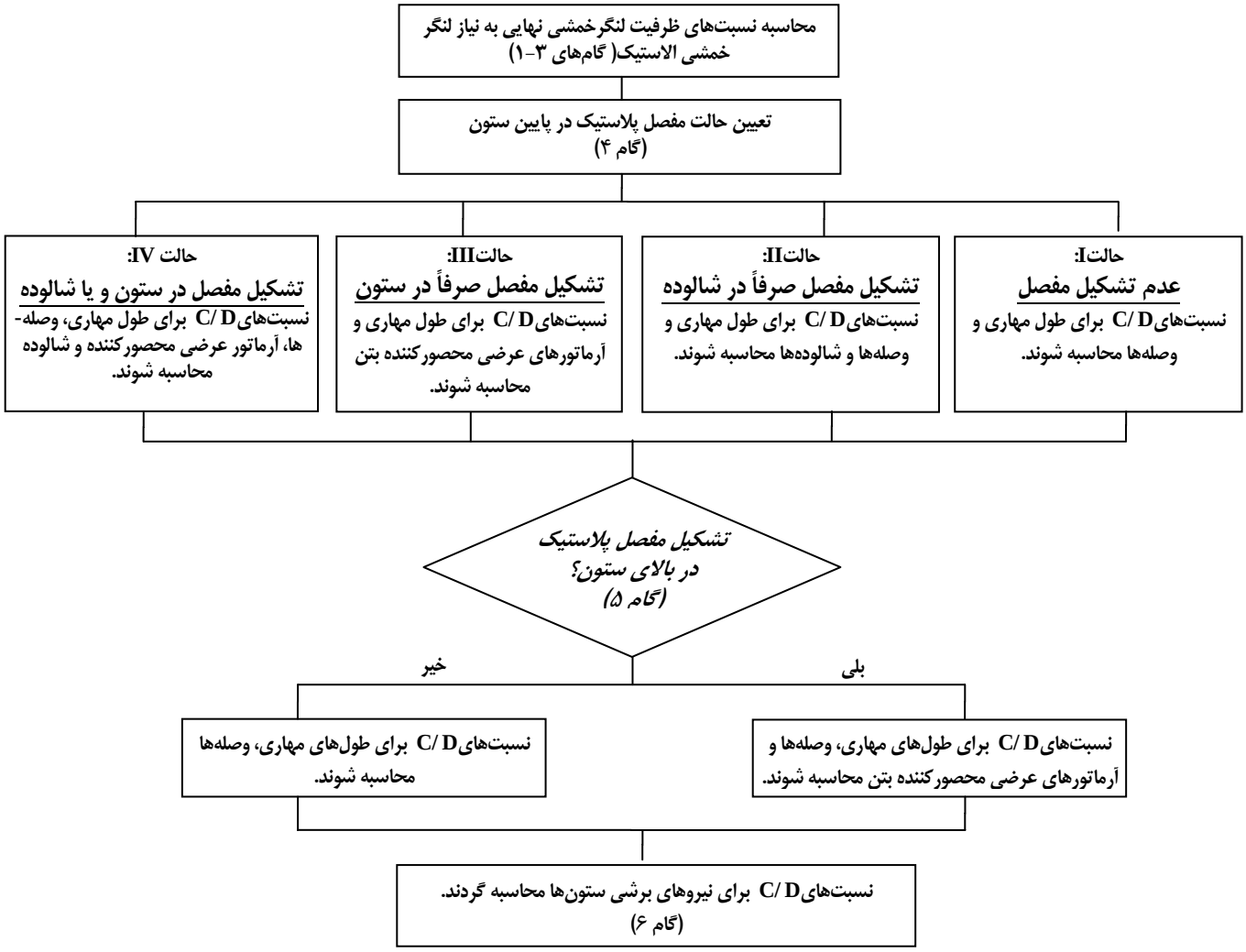
$V_b(c) = GA/T_{Elastomer} \times \Delta_u =$ KN

نسبت‌های ظرفیت به تقاضای نیرویی برای دستگاه‌های تکیه‌گاه‌ها و مقیدکننده حرکت متزاید درزهای انبساط با استفاده از رابطه زیر محاسبه می‌گردد:

$r_{bf} = V_b(c) / V_b(d)$

$r_{bf} =$		راستای طولی پل:
$r_{bf} =$		راستای عرضی پل:

ت-۴- تعیین نسبت‌های ظرفیت به تقاضا برای ستون‌های بتنی مسلح و شالوده‌ها



روند عملیاتی نسبت‌های C/D برای ستون‌ها، پایه‌ها و شالوده‌ها

گام ۱ : تعیین مقادیر تقاضای لنگرهای خمشی الاستیک

مقادیر تقاضای لنگرهای خمشی الاستیک در هر دو انتهای ستون‌ها و پایه‌ها و همچنین شالوده‌ها باید برای ترکیبات بارگذاری شامل آثار کنش‌های ناشی از زلزله تعیین گردد. مقادیر تقاضای لنگر الاستیک را می‌توان به‌صورت مجموع مقادیر مطلق لنگرهای حاصل از آثار بارهای مرده و کنش‌های ناشی از زلزله محاسبه گردند.

همچنین نمونه‌ای از جدولی که برای نشان دادن مقادیر تقاضای لنگر الاستیک در هر دو انتهای ستون حاصل از تحلیل طیفی چند مودی تحت اثر ترکیبات بارگذاری مورد اشاره درفوق، مفید خواهند بود به‌صورت جدول ت-۱ قابل تکمیل خواهند بود.

مقادیر تقاضای لنگرهای خمشی الاستیک و نیروهای محوری در تراز تحتانی شالوده از روابط زیر و با استفاده از مقادیر تقاضای لنگرهای الاستیک و نیروهای محوری ستون‌ها محاسبه می‌شوند.

در صورتی‌که شالوده پل مورد مطالعه صلب فرض شود روابط زیر صادق خواهند بود. که لازم است از طریق مطالعات عددی صحت چنین فرضیاتی را مورد سنجش قرار داد و در مواردی که شالوده انعطاف‌پذیری قابل ملاحظه‌ای ارایه دهد از نتایج تحلیل با در نظرگرفتن اثر اندرکنش خاک-شالوده و سازه با مدل‌سازی خاک به‌صورت فنرهای الاستیک، مطالعات را دنبال نمود.

$$P_f(d) = \sum P_{ci}(d) + (\gamma_{soil} \times W_f \times L_f \times h_{soil}) + (\gamma_{conc} \times W_f \times L_f \times h_f)$$

$$M_{2,f}(d) = \sum M_{2,ci}(d) + \sum (V_{3,ci}(d) \times h_f)$$

$$M_{3,f}(d) = \sum M_{3,ci}(d) + \sum (V_{2,ci}(d) \times h_f) + \sum (P_{ci} \times d_i)$$

که در آن :

d_i فاصله محور مرکزی ستون‌های قاب عرضی از وسط قاب.

P_{ci} (d) نیازهای نیروی محوری هر ستون.

$M_{ci,2}$ (d) و $M_{ci,3}$ (d) نیازهای لنگر الاستیک محورهای ۲ و ۳ هر ستون.

جدول ت-۱- مقادیر تقاضای الاستیک تلاش‌های ستون‌ها و شالوده در قاب مورد مطالعه

Elastic Demands									
Loation			Combo	P	V_2	V_3	M_2	M_3	M(d)
				KN	KN	KN	KN.m	KN.m	KN.m
B-22	Col-70	Top	I						
			II						
		Bot	I						
			II						
	Col-188	Top	I						
			II						
		Bot	I						
			II						
	Col-194	Top	I						
			II						
		Bot	I						
			II						
	Col-196	Top	I						
			II						
		Bot	I						
			II						
	Footing	Bot	I						
			II						

در ادامه نسبت‌های C/D برای دو ترکیب بار زیر محاسبه می‌شود:

I : $DL_{1,2}$+0.5LL+S,(X)

II : $DL_{1,2}$+0.5LL+S,(Y)

گام ۲ : محاسبه ظرفیت‌های نهایی اسمی لنگر خمشی ستون‌ها و شالوده‌ها

ظرفیت‌های لنگر نهایی اسمی برای هر دو انتهای ستون و شالوده تحت تأثیر در بارهای محوری ناشی از: بار مرده بعلاوه یا منهای بار محوری لرزه‌ای ناشی از تشکیل مفصل پلاستیک در ستون‌ها یا شالوده‌ها محاسبه می‌گردد.

گام ۲-۱ : تعیین ظرفیت نهایی اسمی ستون‌ها

روند مطالعاتی به‌منظور تعیین ظرفیت نهایی اسمی ستون در حضور بارهای محوری به شرح زیر می‌باشد.

گام ۲-۱-۱ : محاسبه ظرفیت لنگر در بار محوری متناظر با بار مرده

برای رسم دیاگرام‌های اندرکنش لنگر خمشی- نیروی محوری ستون‌ها، در مقاطع فوقانی و تحتانی ستون‌ها، با توجه به جزییات کامل آرماتورگذاری و همچنین شرایط انتهایی، می‌توان از روش‌های نظری بهره‌گیری نمود یا از نرم‌افزارهای دارای قابلیت چنین محاسباتی استفاده کرد.

نمودارهای اندرکنش ستون‌ها

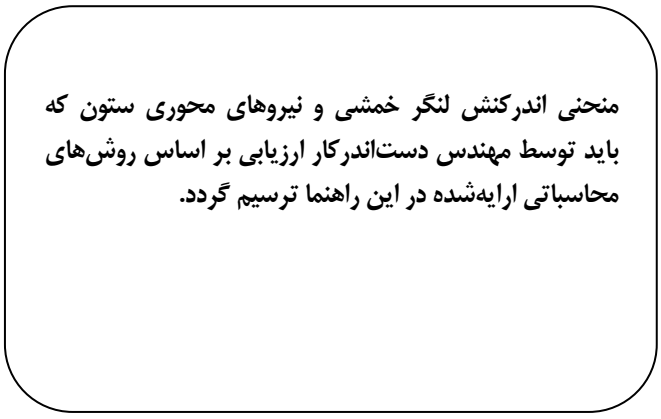
منحنی اندرکنش لنگر خمشی و نیروهای محوری ستون که باید توسط مهندس دست‌اندرکار ارزیابی بر اساس روش‌های محاسباتی ارایه شده در این راهنما ترسیم گردد.

شکل ت-۴ – منحنی اندرکنش ظرفیت لنگر خمشی نهایی اسمی در حضور بار محوری در مقطع عرضی پایین ستون مورد مطالعه حول محور قوی‌تر ستون

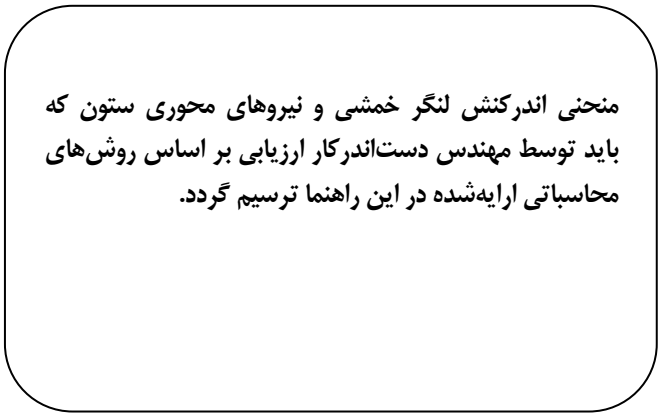
منحنی اندرکنش لنگر خمشی و نیروهای محوری ستون که باید توسط مهندس دست‌اندرکار ارزیابی بر اساس روش‌های محاسباتی ارایه‌شده در این راهنما ترسیم گردد.

شکل ت-۵ – منحنی اندرکنش ظرفیت لنگر خمشی نهایی اسمی در حضور با محور در مقطع پایین ستون مورد مطالعه

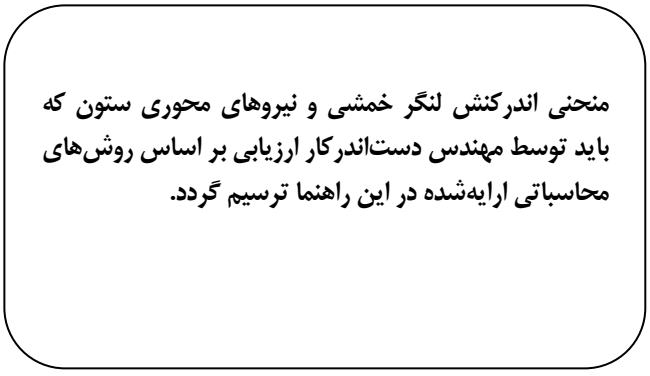
حول محور ضعیف‌تر ستون



شکل ت-۶ – منحنی اندرکنش ظرفیت لنگر خمشی نهایی اسمی در حضور بار محوری در مقطع پـایین ستون مورد مطالعه حول محور قوی‌تر ستون



شکل ت-۷ - منحنی اندرکنش ظرفیت لنگر خمشی نهایی اسمی در حضور بار محـوری در مقطع بالای ستون مورد مطالعه حول محور قوی‌تر ستون



شکل ت-۸ - منحنی اندرکنش ظرفیت لنگر خمشی نهایی اسمی در حضور بار محـوری در مقطع بالای ستون مورد مطالعه حول محور ضعیف‌تر ستون

منحنی اندرکنش لنگر خمشی و نیروهای محوری ستون که باید توسط مهندس دست‌اندرکار ارزیابی بر اساس روش‌های محاسباتی ارایه‌شده در این راهنما ترسیم گردد.

شکل ت-۹ -منحنی اندرکنش ظرفیت لنگر خمشی نهایی اسمی در حضور بار محوری در مقطع بالای ستون مورد مطالعه حول محور قوی‌تر ستون

در فضاهای خالی جدول ت-۲ ظرفیت لنگر خمشی نهایی اسمی ستون‌ها که از دیاگرام‌های اندرکنش متناظر با بار ثقلی استخراج می‌شوند، دارد خواهند گردید.

جدول ت-۲- مقادیر ظرفیت لنگر خمشی نهایی اسمی ستون‌ها متناظر با بار ثقلی موجود

Bent No.	*Location*		*Axial Force Due to DL+50%LL*	M_u
	Col-Cn1	Top		
		Bot		
	Col-Cn2	Top		
		Bot		
	Col-Cn3	Top		
		Bot		
	Col-Cn4	Top		
		Bot		

گام ۲-۱-۲ : نیروهای برشی ناشی از تشکیل مفصل پلاستیک در دو سرستون‌ها

در این حالت نیروی برشی نهایی ستون، متناظر با تشکیل مفصل پلاستیک در هر دو ستون‌ها عبارت خواهد بود از:

$$V_u = 1.3 \times (M_{u-Bot,ci} + M_{u-Top,ci}) / H_{ci}$$

مقادیر V_u را می‌توان در جدول ت-۳ وارد نمود.

جدول ت-۳ - نیروهای برشی متناظر با تشکیل مفصل پلاستیک در دو سر ستون‌ها

Bent No.	*Location*	V_u
	Col-Cn1	
	Col-Cn2	
	Col-Cn3	
	Col-Cn4	
	$\sum V$	

گام ۲-۱-۳ : محاسبه نیروی محوری اصلاح شده ناشی از واژگونی در امتداد عرضی پل

جدول ت-۴- نیروی محوری اصلاح‌شده ناشی از واژگونی در امتداد عرضی پل

Bent No.	*Location*		*Axial Force*	
			max	*min*
	Col-Cn1	*Top*		
		Bot		
	Col-Cn2	*Top*		
		Bot		
	Col-Cn3	*Top*		
		Bot		
	Col-Cn4	*Top*		
		Bot		

مقادیر min,max ناظر به مقادیر حداکثر و حداقل بار محوری با در نظرگرفتن آثار ناشی از اعمال بار جانبی علاوه بر بار مرده باشند.

گام ۲-۱-۴ : مقادیر اصلاح‌شده ظرفیت‌های لنگر خمشی متناظر با بار محوری اصلاح‌شده

بدواً با استفاده از بارهای محوری اصلاح‌شده ستون‌ها در گام ۲-۳ مجددا ظرفیت‌های لنگر اصلاح‌شده ستون‌ها از دیاگرام‌های اندرکنش تعیین و در جدول ت-۵ به‌طور وارد می‌شوند.

جدول ت-۵- ظرفیت‌های لنگر اصلاح شده ستون‌ها در تکرار اول

Bent	Location			Axial Force Due to (DL+50%) +Overturning	M_u
	Col-Cn1	Top	max		
			min		
		Bot	max		
			min		
	Col-Cn2	Top	max		
			min		
		Bot	max		
			min		
	Col-Cn3	Top	max		
			min		
		Bot	max		
			min		
	Col-Cn4	Top	max		
			min		
		Bot	max		
			min		

تکرار دوم

نیروهای برشی ناشی از تشکیل مفصل پلاستیک در دو سرستون‌ها

$$V_u = 1.3 \times (M_{u-Bot,ci} + M_{u-Top,ci}) / H_{ci}$$

این مقادیر در جدول ت-۶ وارد خواهند گردید.

جدول ت-۶- نیروهای برشی ناشی از تشکیل مفصل پلاستیک در دو سرستون‌ها در تکرار دوم

Bent No.	*Location*	V_u	
		max	*min*
	Col-Cn1		
	Col-Cn2		
	Col-Cn3		
	Col-Cn4		
	$\sum V$		

در صورتی که اختلاف نیروی برشی در این تکرار با نیروی برشی محاسبه‌شده در مرحله قبل کوچک‌تر از ۱۰ درصد باشد، فرآیند آزمون و خطا را می‌توان برای مقاصد این مطالعه پایان‌یافته تلقی نمود و در این صورت مقادیر ارایه‌شده در جدول ت-۵ به عنوان ظرفیت برشی نهایی اسمی ستون‌های پایه میانی در نظر گرفته می‌شود. در غیر این صورت فرآیند فوق ادامه می‌یابد.

گام ۲-۲ : ظرفیت نهایی شالوده

باتوجه به نوع خاک و اثر اندرکنشی، شالوده‌هایی که انتظار می‌رود رفتار نزدیک به شالوده‌های صلب از خود بروز دهند را می‌توان بدواً با فرض عملکرد صلب منظور و ظرفیت نهایی تلاش مورد نظر را بر این اساس محاسبه نمود. جهت بررسی صحت چنین فرضیاتی، می‌توان شالوده را به‌صورت تفصیلی‌تری و متکی بر بستر الاستیک مدل‌سازی و تحلیل نمود.

منحنی توزیع تنش‌های حاصله خاک زیر شالوده باید در این محل ترسیم گردد.

شکل ت-۱۰ : دیاگرام توزیع تنش موجود در زیر فونداسیون در جهت طولی

منحنی توزیع تنش‌های حاصله خاک زیر شالوده باید در این محل ترسیم گردد.

شکل ت-۱۱ : دیاگرام توزیع تنش موجود در زیر فونداسیون در جهت عرضی

در راستای طولی شالوده:

مقدار ظرفیت نیروی محوری متناظر با مقطع به فاصله y از لبه شالوده = $q_u \times W_f \times y$

ظرفیت لنگر خمشی متناظر= $q_u W_f y \times (L_f/2 - y/2)$

در راستای عرضی شالوده:

مقدار ظرفیت نیروی محوری متناظر با مقطع به فاصله y از لبه شالوده = $q_u \times W_f \times x$

ظرفیت لنگر خمشی متناظر $= q_u W_f y \times (W_f/2 - x/2)$

که در آن L_f و W_f به‌ترتیب ابعاد طول و عرضی شالوده، q_u مقاومت نهایی خاک x وy به‌ترتیب فاصلهٔ مقطع مورد نظر از لبه شالوده در امتدادهای عرضی و طولی می‌باشند.

محل ترسیم نمای سه‌بعدی از شالوده

شکل ت-۱۲- نمای سه بعدی از شالوده

ظرفیت نهایی لنگر خمشی شالوده متناظر با مقاومت نهایی خاک زیر شالوده

به‌منظور ترسیم نگاره‌های نمایشگر آثار اندرکنشی لنگر خمشی و نیروی محوری وارد بر شالوده در دو راستای عرضی و طولی شالوده می‌توان جدول‌های ت-۷-الف و ت-۷-ب را تکمیل با بهره‌گیری از آن منحنی‌های اندرکنشی را ترسیم نمود.

جدول ت-۷- مقادیر P,M به‌منظور ترسیم منحنی‌های نمایشگر آثار اندرکنش ظرفیت باربری محوری و خمشی شالوده در دو راستای X,Y

Capcity		
x	***P***	***M_2***
0		
1		
2		
3		
4		
5		
6		
7		
8		
9		
10		
11		
12		
13		
14		
15		
16		
17		
....		

Capcity		
y	***P***	***M_3***
0		
1		
2		
3		
4		
5		
6		
7		
8		
9		
10		
11		
12		
13		
14		
15		
16		
17		
....		

جدول ت-۸- مقادیر ظرفیت لنگر خمشی و بار محوری نهایی در تراز زیرین شالوده

Combo		Capacity					
		$P_f(c)$	$M_{2,f}$	$M_{3,f}$	$P_f(c)$	$M_{2,f}$	$M_{3,f}$
I	max						
I	min						
II	max						
II	min						

$$P_f(c) = P_{ci}(c) + \gamma_{soil} \times W_f \times L_f \times H_{soil} + \gamma_{conc} \times W_f \times L_f \times H_f$$

که در آن:

$P_f(c)$ بار محوری نهایی در تراز زیرین شالوده (متناظر با ظرفیت نهایی)،

$P_{ci}(c)$ بار محوری نهایی ستون i ام،

H_{soil} ارتفاع خاک زیر شالوده می‌باشد.

منحنی اندرکنش در این محل ترسیم گردد

شکل ت-۱۳- نگاره اندرکنش ظرفیت شالوده در راستای عرضی شالوده

منحنی اندرکنش در این محل ترسیم گردد

شکل ت-۱۴- نگاره اندرکنش ظرفیت شالوده در راستای طولی شالوده

گام ۳ : محاسبه مجموعه‌ای از نسبت‌های C/D لنگرخمشی برای ستون‌ها و شالوده‌ها

در این گام، مجموعه‌ای از نسبت‌های C/D لنگر (نسبت ظرفیت لنگر نهایی اسمی و به تقاضای لنگر الاستیک)، r_{ec} و r_{ef}، برای هر یک از حالات ترکیب بار محاسبه می‌گردد. در محاسبه r_{ec}، فرض بر آن خواهند بود که ستون تسلیم خواهد شد و شالوده در حیطه رژیم الاستیک باقی خواهد ماند؛ حال آنکه r_{ef}، با فرض آنکه شالوده تسلیم خواهد شد و ستون در حالت الاستیک باقی خواهد ماند، تعیین خواهد شد.

جدول ت-۹ به عنوان الگویی ارایه گردیده است که در آن مقادیر r_{ec} و r_{ef} که ذکر شد محاسبه شده‌اند، وارد خواهند شد.

جدول ت-۹- نسبت‌های C/D برای ستون‌ها (r_{ec}) و شالوده‌ها (r_{ef})

Location			Combo	r_{ec}		r_{ef}	
				max	min	max	min
B-22	Col-Cn1	Top	DL1,2+0.5LL+S,(X)				
			DL1,2+0.5LL+S,(Y)				
		Bot	DL1,2+0.5LL+S,(X)				
			DL1,2+0.5LL+S,(Y)				
	Col-Cn2	Top	DL1,2+0.5LL+S,(X)				
			DL1,2+0.5LL+S,(Y)				
		Bot	DL1,2+0.5LL+S,(X)				
			DL1,2+0.5LL+S,(Y)				
	Col-Cn3	Top	DL1,2+0.5LL+S,(X)				
			DL1,2+0.5LL+S,(Y)				
		Bot	DL1,2+0.5LL+S,(X)				
			DL1,2+0.5LL+S,(Y)				
	Col-Cn4	Top	DL1,2+0.5LL+S,(X)				
			DL1,2+0.5LL+S,(Y)				
		Bot	DL1,2+0.5LL+S,(X)				
			DL1,2+0.5LL+S,(Y)				

گام۴ : تعیین مقادیرC/D برای طول مهار وصله‌های آرماتورهای طولی ستون‌ها، میلگردهای محصورکنندهٔ عرضی و دوران یا بروز پلاستیسیته در شالوده

در این گام نسبت‌های C/D برای طول مهاری آرماتورهای طولی (r_{ca})، وصله‌های آرماتورهای طولی(r_{cs}) و یا آرماتور عرضی محصورکننده (r_{cc}) در انتهای تحتانی ستون و یا دوران یا تسلیم شالوده (r_{fr}) برای نامساعدترین حالت محتمل تشکیل مفصل پلاستیک محاسبه می‌شود. کدامیک از نسبت‌های بالا باید محاسبه گردند به‌وسیله هر مجموعه از r_{ec} , r_{ef} به شرح ذیل تعیین می‌گردند.

حالت‌های زیر، با توجه به مقادیر r_{ec} , r_{ef} محاسبه شده، نسبت‌های ظرفیت به تقاضایی را مشخص می‌نمایندکه باید به تبع موقعیت و گستره بروز پلاستیسیته و تشکیل مفصل پلاستیک مورد بررسی قرارداده شوند.

حالت I:

حالتی که هر دو نسبت r_{ec} و r_{ef} بزرگ‌تر از ۰/۸ باشند، در این حالت احتمال اینکه گستره بروز پلاستیسیته در شالوده و همچنین در ستون به میزانی باشد که نیاز به ارزیابی مقطع برای قابلیت تشکیل مفصل پلاستیک را ایجاب نماید منتفی تلقی می‌گردد. بنابراین، تنها نسبت‌های C/D برای طول مهاری و وصله‌های آرماتورهای طولی در این حالت مورد ارزیابی قرارداده می‌شوند.

حالت II:

هرگاه r_{ef} کوچک‌تر از ۰/۸ و در عین حال یا r_{ec} از ۰/۸ از ۱/۲۵ برابر r_{ef} تجاوز نماید، لازم است توانمندی شالوده از دیدگاه محدودیت دوران و یا تسلیم ارزیابی گردد، مگر آنکه بیرون‌کشیدگی میل مهارها یا گسیختگی وصله‌ها مقدم بر دوران شالوده اتفاق افتد. در اینجا فرض می‌شود گسیختگی‌های میل مهارها یا وصله‌ها آنگاه محتمل خواهند بود که نسبت C/D برای حول مهاری گسیختگی یا وصله‌های آرماتورهای طولی کوچک‌تر از ۰/۸ r_{ef} باشد. در صورتی‌که این شرط برقرار نباشد، کافی است نسبت C/D برای دوران و یا تسلیم شالوده، (r_{fr})، باید محاسبه گردند.

حالت III:

حالتی‌که r_{ec} کوچک‌تر از ۰/۸ باشد و در عین حال، r_{ef} از یکی از مقادی ۰/۸یا r_{ec} ۱/۲۵ تجاوز نماید، می‌توان فرض کرد که فقط ستون به اندازه کافی تسلیم خواهد شدکه ارزیابی توانمندی آن را از دیدگاه قابلیت تشکیل مفصل پلاستیک ایجاب نماید. در این حالت، نسبت‌های C/D باید برای طول مهاری و وصله‌های آرماتورهای طولی و همچنین قابلیت محصورکنندگی آرماتورهای عرضی ستون محاسبه گردند.

حالت IV:

حالتی‌که r_{ec} , r_{ef} هر دو کوچک‌تر از ۰/۸ بوده و در عین حال محدوده ۲۵ درصد مقدار یکدیگر باشند. در این صورت می‌توان فرض نمود که هم ستون و هم شالوده پتانسیل تسلیم را دارا بوده و نیاز به ارزیابی دقیق‌تری دارند. هنگامی‌که ستون مقدم بر شالوده تسلیم شود، باید نسبت‌های C/D برای مهار آرماتور طولی، وصله‌های آرماتور طولی و آرماتور عرضی محصورکننده هسته بتنی ستون تعیین شوند. هرگاه تمامی مقادیر نسبت‌های C/D مورد بحث از ۸۰ درصد ref رود، علاوه بر نسبت‌های فوق، نسبت‌های C/D برای دوران و یا تسلیم شالوده نیز باید محاسبه گردد.

با توجه به مقادیر r_{ec} و r_{ef} محاسبه‌شده در فوق، بحرانی‌ترین وضعیت مشخص و تعیین حالت می‌گردد.

تعیین حالت برای ستون‌های یک پل مورد مطالعه در جدول ت–۹ ارایه شده است. نسبت‌های C/D مورد نیاز برای بحرانی‌ترین ستون به شرح ذیل محاسبه گردیده است.

Case I تا Case IV

ترکیب بار: I		max	min
	r_{ec} =		
	r_{ef} =		

در صورتی‌که نسبت‌های r_{ec}>۰/۸ و r_{ef}>۰/۸ و در محدوده ۲۵ درصد یکدیگر باشند، حالت IV صادق می‌باشد، در این حالت تشکیل مفصل پلاستیک در ستون و شالوده هر دو محتمل می‌باشد. در صورتی‌که ستون مقدم بر شالوده تسلیم شود، باید نسبت‌های C/D برای طول مهاری و وصله‌های آرماتورهای طولی و همچنین کفایت آرماتور عرضی محصورکننده ستون محاسبه شوند. در

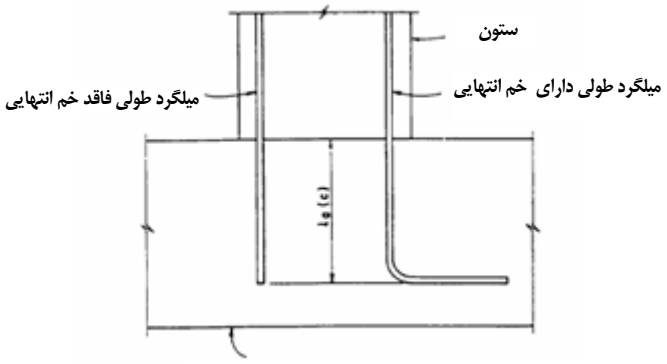
صورتی‌که تمامی نسبت‌هایC/D از ۸۰ درصد r_{ef} رود، علاوه بر نسبت‌های فوق نسبت C/D برای دوران و یا تسلیم فونداسیون نیز باید محاسبه گردد.

		max	min	
ترکیب بار :II	r_{ec} =			Case I تا Case IV
	r_{ef} =			

در صورتی‌که r_{ec}>۰/۸ و r_{ef}>۰/۸ باشند، حالت I صادق می‌باشد، در این حالت احتمال تشکیل مفصل پلاستیک در ستون و شالوده منتفی در نظر گرفته می‌شود و تنها نسبت‌های C/D برای طول مهاری و وصله‌های آرماتورهای طولی باید محاسبه گردند.

گام ۴-۱: مهار آرماتور طولی

در صورت عدم کفایت مهار آرماتورهای طولی زوال ناگهانی مقاومت خمشی محتمل خواهد بود، از اینرو لازم خواهد بود، نسبت C/D برای مهار آرماتور طولی (r_{ca}) تعیین و مورد ارزیابی قرار داده شود.



شکل ت-۱۵- طول مهاری مؤثر ارماتور طولی در فونداسیون

تعیین طول مهاری موثر آرماتور طولی: این طول به‌طور معمول از اطلاعات مندرج در نقشه‌های موجود استخراج می‌گردد.

$l_a(c)$ = mm

تعیین طول مهاری مؤثر مورد نیاز آرماتورطولی

الف) طول مهاری مؤثر آرماتورهای فاقد خم انتهایی از رابطهٔ زیر قابل محاسبه است:

$$l_a(d) = \frac{2.626 k_s d_b}{(1+2.5c/d_b + k_{tr})\sqrt{f'_c}} \geq 30 d_b \quad \text{(واحدها بر حسب } mm \text{ و } kPa\text{)}$$

که در آن:

C ضخامت حداقل در امتداد { پوشش بتنی محافظ آرماتور ؛ نصف فاصله آزاد آرماتورهای مجاور }

c = mm

لازم به ذکر است که نسبت c/d_b نباید بزرگ‌تر از ۲/۵ در نظر گرفته شود.

$c/d_b \leq 2.5$

ks ثابتی است برای آرماتور با تنش تسلیم (f_y) برحسب KPa که برابر است با:

$k_s = (f_y\text{-}75.845) / 33.1 =$ (kP_a برحسب f_y)

$k_{tr} = (A_{tr}(c)\, f_{yt}) / (4137 s d_b) \leq 2.5$ (واحدها برحسب kPa, mm)

در اینجا متغییرهای تاثیر گذار در محاسبه k_{tr} عبارت‌اند از:

$A_{tr}(c)$= مساحت آرماتورهای عرضی عمود بر مواضع مستعد بروز ترک‌های بالقوه. هرگاه بروز ترک مابین چندین آرماتور واقع در یک ردیف محتمل باشد، $A_{tr}(c)$ برابر خواهد بود با مساحت کل آرماتورهای عرضی متقاطع با مسیر مستعد ترک تقسیم بر تعداد آرماتورهای طولی در ردیف مزبور (شکل ت – ۱۶).

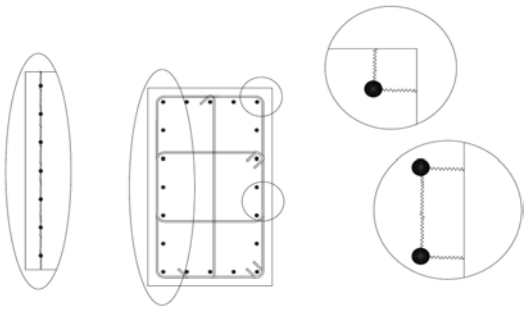
D = نمادهای نمایشگر سایر متغیرها و کمیت‌های ذیربط در محاسبه **l_a(d)** در ابتدای این پیوست تعریف شده‌اند.

جدول ت-۱۶- مقادیر پارامترهای A_{tr} (c) و k_{tr}

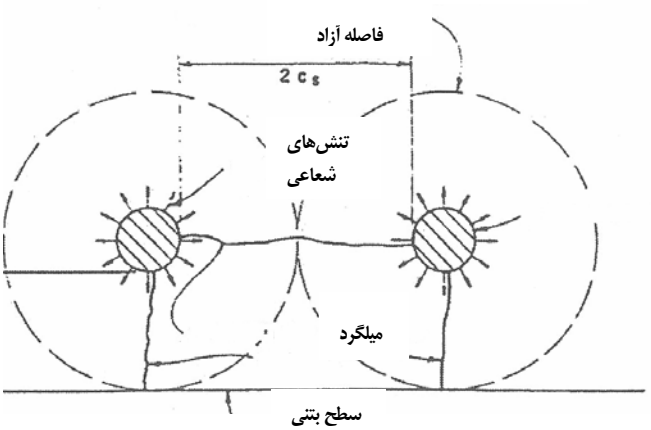
	$A_{tr}(c)$ (mm^2)			k_{tr}
	1	2	3	
امتداد عرضی				
امتداد طولی				

l_a(d) = > 0 mm

> 0 mm



سطح استوانه‌ای مفروض



شکل ت-۱۶- تنش‌های شعاعی توسعه یافته ناشی از مهار میلگرد

جدول ت-۱۶ به این منظور پیش‌بینی شده است که محاسبهٔ k_{tr} و در نتیجه $l_a(d)$ را تسهیل نماید که مهندس دست اندرکار ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای در چارچوب این روش می‌تواند با توجه به شکل ت-۱۶ آن را تکمیل و در محاسبات مورد استفاده قرار دهد.

لازم به ذکر است برای محاسبه محافظه‌کارانه مقدار $l_a(d)$ مقدار حداقل k_{tr} مورد استفاده قرار داده می‌شود. به این منظور، مقدار حداقل $A_{tr}(c)$ ملاک محاسبات خواهد بود. برخی از حالات محتمل ترک‌خوردگی موردنظر، در شکل ت-۱۶ نمایش داده شده‌اند.

در صورتی‌که فاصله بین آرمارتورها نسبت به پوشش بتن آنها بیشتر باشد، ترک‌هایی مشابه حالت‌های (۱) و (۲) رخ خواهد داد که در آن‌صورت مقدار $A_{tr}(c)$ برابر با مساحت سطح مقطع آرماتورهای متقاطع با این ترک‌ها ملحوظ می‌گردد. در صورت بروز ترک‌خوردگی در حالت (۳) مقدار $A_{tr}(c)$ برابر با مساحت سطح مقطع مجموعهٔ آرماتورهای عرضی متعامد بر مسیر ترک تقسیم بر تعداد آرماتورهای طولی در طول ترک مزبور خواهد بود.

ب) طول مهاری مؤثر آرماتورهای دارای خم استاندارد ۹۰°

این طول برابر است با [1]:

$$l_a(d) = 1200 k_m d_b \left[\frac{f_y}{2.626 \times 60000 \sqrt{f'_c}} \right] > 15 d_b \quad \text{(واحدها برحسب kPa, mm)}$$

که در آن:

برای آرماتورهای با قطر کوچک‌تر یا برابر ۳۶ میلی‌متر، هرگاه پوشش جانبی بتن در امتداد متعامد بر صفحه آرماتور خم‌شده کوچک‌تر از۶۵mm و بعد پوشش بتنی آرماتور در راستای ادامه خم ۹۰° کوچک‌تر از ۵۰mm نباشد.

$k_m =$ { ۰/۷ ; در سایر موارد ۱ }

$k_m =$ ☐ ⟶ $l_a(d) =$ ☐

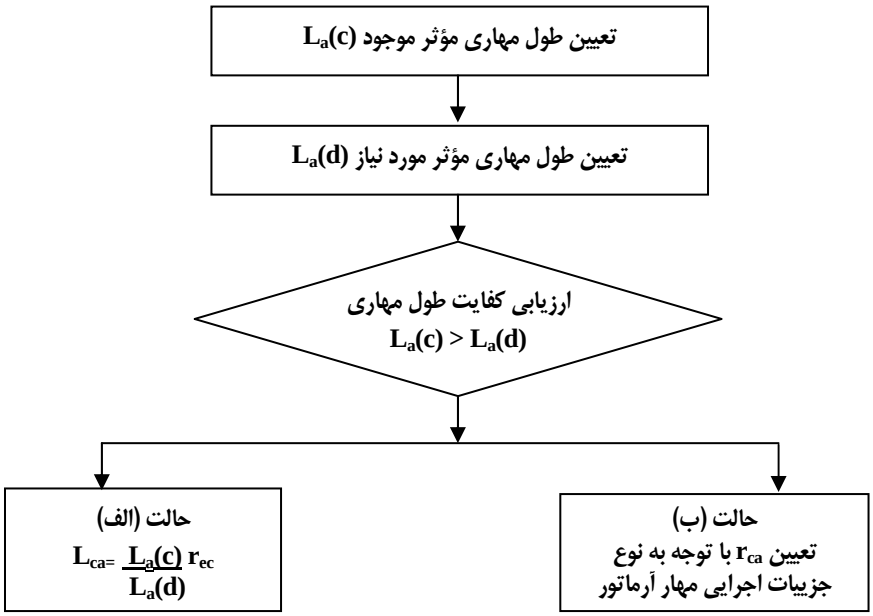
در حالتی‌که طول$l_a(d)$ محاسبه‌شده با توجه به رابطه فوق از مقدار d_b ۱۵ کوچک‌تر باشد، مقدار d_b۱۵ به‌عنوان مقدار تقاضای طول مهاری ملحوظ می‌گردد.

$l_a(d) =$ mm

کفایت طول مهاری

روند عملیاتی محاسباتی به‌منظور تعیین نسبت‌های C/D در ارتباط با مهار آرماتورهای طولی r_{ca} در شکل ت-۱۷ ارایه شده است.

[1] طی مطالعات حاضر مشخص شد که فرمول ارایه شده در هر دو نسخه راهنمای FHWA فرمول A-8 نسخه ۱۹۹۵ و فرمول (D-7a) نسخه 2005 اشتباه می‌باشد.



شکل ت-۱۷- روند تعیین نسبت‌های C/D برای مهار آرماتور طولی

روش‌های محاسبه نسبت r_{ca} کفایت یا عدم کفایت طول مهاری مؤثر تأمین‌شده و همچنین جزییات اجرایی مهار آرماتور را ملحوظ می‌نمایند. به‌این منظور دو حالت به‌شرح زیر متمایز می‌گردد.

حالت (الف):

حالت عدم کفایت طول مهاری مؤثر تأمین‌شده: در این حالت $l_a(d) > l_a(c)$ و نسبت C/D برای مهار آرماتور طولی، r_{ca}، به‌صورت زیر محاسبه می‌شود.

$l_a(c) < l_a(d)$

$r_{ca} = [l_a(c) / l_a(d)]\, r_{ec}$

حالت (ب):

حالت کفایت طول مهاری مؤثر تأمین‌شده: در این حالت $l_a(d) < l_a(c)$ و نسبت C/D برای مهار آرماتور طولی، r_{ca}، با توجه به جزییات اجرایی مهار آرماتور مطابق جدول ت- ۱۷ تعیین می‌گردد.

$l_a(c) > l_a(d)$

جدول ت-۱۷- نحوهٔ تعیین نسبت‌های C/D مهار آرماتور طولی با توجه به جزییات اجرایی مهار آرماتور در حالت (ب)

نوع جزییات آرماتوربندی	وجود یا فقدان آرماتورهای فوقانی شالوده	نوع جزییات اجرایی مهار آرماتور	موقعیت	r_{ca}
جزییات نوع 1	فاقد لایه شبکه فوقانی آرماتور	مستقیم	شالوده	$r_{ca} = r_{ef}$
جزییات نوع2	فاقد لایه شبکه فوقانی آرماتور	خم ۹۰ درجه به سمت خارج از محور مرکز ستون	شالوده	$r_{ca}=1.3r_{ef} \le 1$
جزییات نوع3	فاقد لایه شبکه فوقانی آرماتور	خم ۹۰ درجه به سمت محور مرکزی ستون	شالوده	$r_{ca}=2.0r_{ef} \le 1$
جزییات نوع4	دارای لایه شبکه فوقانی آرماتور	مستقیم	شالوده	$r_{ca}=1.5r_{ef} \le 1$
جزییات نوع5	دارای لایه شبکه فوقانی آرماتور	خم ۹۰ درجه	شالوده	1.0
جزییات نوع6	مطرح نیست	مطرح نیست	سرستون	1.0

$\longrightarrow r_{ca} =$ ☐

گام ۴-۲ : بررسی وصلهٔ آرماتورهای طولی

طول وصله تأمین شده آرماتور طولی، ls، براساس اطلاعات موجود عبارت‌است از:

$l_s =$ ☐

در ابتدا لازم‌است موقعیت وصله آرماتورهای طولی تعیین گردد. دو حالت (الف) یا (ب) به شرح زیر مورد مطالعه قرار داده می‌شود.

الف) موقعیت وصله آرماتورهای طولی خارج از ناحیه مستعد تشکیل مفصل پلاستیک می‌باشد.

در این حالت نیز دو حالت الف-۱ یا الف-۲ صادق خواهد بود:

الف-۱- حالت کفایت طول وصله

در این حالت نیازی به محاسبه نسبت C/D وجود نخواهد داشت. $l_s > 4885d_b/\sqrt{f'_c}$

الف-۲- حالت عدم کفایت طول وصله

در این حالت نسبت r_{cs} با توجه به رابطه زیر محاسبه می‌گردد. $l_s < 4885d_b/\sqrt{f'_c}$

$$r_{cs} = \frac{l_s}{(4885/\sqrt{f'_c})d_b} r_{ec}$$

ب) موقعیت وصله آرماتورهای طولی در ناحیه مستعد تشکیل مفصل پلاستیک قرار دارد

در این حالت گام‌های زیر باید دنبال شود: $l_s =$ ☐

ب-۱- تعیین مقادیر طول وصله تأمین‌شده، l_s، مساحت مجموع سطح و مقاطع آرماتورهای عرضی موجود، A_{tr} (c) (مطابق توضیحات زیر)، و فاصله آرماتورهای عرضی، s بر اساس اطلاعات جمع‌آوری‌شده:

در صورتی‌که فاصله خالص ما بین میلگردهای وصله شده بزرگ‌تر یا مساوی $4d_b$ باشد، A_{tr} (c) صرفاً معادل مساحت سطح مقطع میلگردهای محصورکننده ستون در نظر گرفته می‌شود.

در غیراین‌صورت، $A_{tr}(c)$ برابر با مساحت سطح مقطع تمامی آرماتورهای عرضی متقاطع با مسیر مستعد ترک‌خوردگی در یک ردیف از آرماتورهای وصله، تقسیم بر تعداد آرماتورهای وصله‌شده خواهد بود.

$A_{tr}(c) =$ mm^2

ب-۲- تعیین حداقل مساحت سطح مقطع آرماتور عرضی مورد نیاز (تقاضا)

حداقل سطح مقطع آرماتور عرضی مورد نیاز جهت جلوگیری از گسیختگی ناگهانی در محل وصله در اثر بارگذاری سیکلیک برای میلگردهای وصله‌شده از رابطه زیر به‌دست می‌آید.

$$A_{tr}(d) = \frac{sf_y}{l_s f_{yt}} A_b = \qquad mm^2$$

که در آن:

s = فاصلهٔ آرماتورهای عرضی

ℓ_s = طول وصله

f_y = تنش تسلیم آرماتور طولی

f_{yt} = تنش تسلیم آرماتور عرضی

A_b = مساحت سطح مقطع میلگرد وصله‌شده

ب-۳- تعیین کفایت مقاومت وصله

در این مورد نیز دو حالت زیر قابل بررسی خواهد بود.

ب-۳-الف- حالت کفایت مقاومت وصله: $[l_s>4885d_b/\sqrt{f'_c}$ و $A_{tr}(c)\geq A_{tr}(d)$ و $s\leq 150mm]$

$$r_{cs} = \frac{A_{tr}(c)}{A_{tr}(d)} \qquad r_{ec} \leq 2r_{ec} \longrightarrow r_{cs} =$$ (واحدها برحسب کیلوپاسکال و میلی‌متر)

ب-۳-ب: حالت عدم کفایت مقاومت وصله: $[l_s<4885d_b/\sqrt{f'_c}$ یا $A_{tr}(c)<A_{tr}(d)$ یا $s>150mm]$

$$r_{cs} = \left\{\frac{A_{tr}(c)}{A_{tr}(d)}\right\}\left\{\frac{\frac{150}{S} l_s}{(4885/\sqrt{f'_C})}\right\} \quad r_{ec} \leq \frac{A_{tr}(c)}{A_{tr}(d)} r_{ec} \longrightarrow r_{cs} =$$ (واحدها برحسب کیلوپاسکال و میلی‌متر)

در رابطهٔ فوق، شرایط زیر باید ارضا گردند:

------> Min l_s is provided -------> $r_{cs} \geq 0.75\, r_{ec}$:

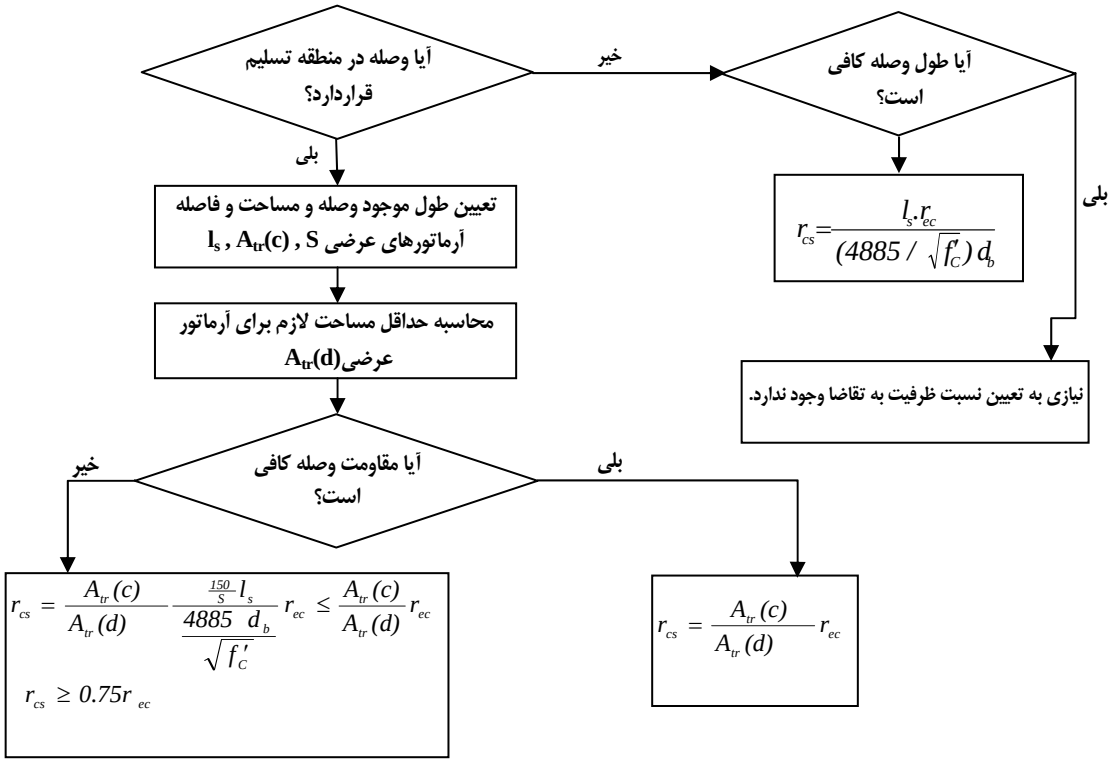
$150/s\leq 1$:

$4885/\sqrt{f'_c}\geq 30$:

هرگاه حداقل طول لازم برای وصله آرماتورها فراهم شده باشد، لازم نیست مقدار r_{cs} کوچک‌تر از ۰/۷۵ r_{ec} اختیار شود.

در صورتی‌که با توجه به شرایط موجود نیازی به کنترل وصله نباشد، گسیختگی وصله آرماتور طولی ستون‌ها مورد انتظار نخواهد بود.

موارد فوق در روند عملیاتی نشان داده شده در شکل ت-۱۸ خلاصه شده است.



شکل ت-۱۸-روند عملیاتی تعیین تسبت ظرفیت به تقاضا برای وصله‌های آرماتور طولی، r_{cs}، در روابط فوق تمامی واحدها بر حسب mm وKPa می‌باشند.

حال با توجه به دو بند اخیر فونداسیون باید از نظر دوران و یا تسلیم کنترل شود.

گام ۴-۲ - بررسی کفایت یا عدم کفایت میزان آرماتور عرضی محصورکننده هسته مرکزی بتنی ستون

عدم کفایت آرماتورهای محصورکننده عرضی در مناطقی از ستون که احتمال تشکیل مفصل پلاستیک دارند، می‌تواند موجب زوال مقاومت خمشی ناشی از کمانش میلگردهای اصلی و خردشدگی بتن در فشار، گردد.

$$r_{cc}=\mu r_{ec}$$

$$\mu=2+4\left[\frac{K_1+K_2}{2}\right]K_3$$

که در آن:

و k_1 برای مقاطع راستگوشه (مربع مستطیلی شکل) عبارت‌است از:

$$K_1=\frac{A_{sh}(c)}{A_{sh}(d)\left[0.5+\frac{1.25P_c}{f'_c A_g}\right]}\le 1$$

$$A_{sh}(c)=\square\ mm^2$$

$$A_{sh}(d)=Max\left\{0.3ah_c\frac{f'_c}{f_{yh}}\left[\frac{A_g}{A_c}-1\right],0.12ah_c\frac{f'_c}{f_{yh}}\right\}$$

که در آن:

a فاصله قائم آرماتورهای عرضی، که نباید از ۱۰۰ میلی‌متر بیشتر اختیار گردد.

a = < 100 mm

بعد هسته ستون در جهت مورد نظر بر حسب میلی‌متر

h_c = *mm*

----------> A_{sh} (d) = ☐ mm^2

K_1 برای مقاطع دایره‌ای شکل عبارت‌است از:

$$k_1 = \frac{\rho(c)}{\rho(d)\left[0.5 + \frac{1.25P_c}{f_c'A_g}\right]} \le 1$$

نسبت حجمی آرماتور عرضی موجود ρ(c) = ☐

نسبت حجمی آرماتور عرضی به هسته بتن (بیرون به بیرون تنگ‌ها)

$$\rho(d) = Max\left\{0.45\left[\frac{A_g}{A_c} - 1\right]\frac{f_c'}{f_{yh}}, 0.12\frac{f_c'}{f_{yh}}\right\}$$

---------> ρ(d) =☐

بار فشاری محوری موجود وارده بر ستون P_c =

----------> k_1 = ☐ <1

$k_2 = Min[6d_b/s \le 1 , 0.2b_{min}/s \le 1]$

حداقل عرض سطح مقطع ستون در راستای طولی پل b_{min}= mm

----------> k_2 = ☐

محاسبهٔ k_3

پارامتر k_3 اثر مهار آرماتور عرضی را منعکس می‌سازدکه این مقدار همواره برابر واحد خواهد بود مگر آنکه آرماتورهای عرضی به میزان ناکافی مهار شده باشند.

----------> k_3 = ☐

----------> μ= ☐

ترکیب بار I:		max	min
	r_{cc} =		

در صورتی که نسبت‌های r_{ca}، r_{cs} و r_{cc} محاسبه‌شده در پایین ستون بزرگ‌تر از r_{ef} ۰/۸باشد، لازم‌است علاوه بر نسبت‌های فوق نسبت C/D را برای ارزیابی میزان دوران و یا تسلیم شالوده نیز محاسبه نمود.

گام ۴-۳ - ارزیابی نسبت ظرفیت به تقاضا از دیدگاه میزان دوران و یا تسلیم شالوده

$r_{fr}=\mu r_{ef}$

که در آن μ شاخص شکل‌پذیری است که مقدار آن به نوع شالوده و گونهٔ گسیختگی محتمل آن بستگی دارد و مطابق جدول ت-۱۸ منظور می‌گردد.

جدول ت-۱۸- شاخص‌های شکل‌پذیری شالوده

نوع شالوده	عامل محدودکننده ظرفیت	μ
گسترده (سطحی)	شکست خاک ناشی از بارگذاری افزون بر ظرفیت باربری	4
	تسلیم آرماتورها در شالوده	4
	شکست کششی یا برشی بتن شالوده	1
شمعی (عمیق)	بارگذاری بیش از حد باربری شمع‌ها (فشار یا کشش)	3
	تسلیم آرماتور در شالوده	4
	تخریب سرشمعی در برش سوراخ‌کننده	2
	شکست کششی یا برشی بتن شالوده	1
	شکست خمشی شمع	4
	شکست برشی شمع	1

گام ۴-۳-۱ - گسیختگی خاک زیر شالوده

با توجه به جدول ت-۱۸ جدول زیر تکمیل گردد.

$\mu=$ ☐

		max	*min*
I: ترکیب بار<------	$r_{fr}=$		
II: ترکیب بار<------	$r_{fr}=$		

$r_{fr}=\mu r_{ef}$

گام ۴-۳-۲ -تسلیم آرماتورهای شالوده ناشی از خمش

گام ۴-۳-۲-۱- امتداد طولی شالوده

$A_s =$ cm^2
$f_y =$ KPa
$f_c =$ KPa
$d =$ m

----------> $M^+_c=$ KN.m

A_s= cm^2
f_y = KPa
f_c = xKP_1a
d = m

----------> M^-_c= KN.m

جدول ت-۱۹ - مقادیر تقاضا و ظرفیت خمشی مرتبط با آرماتورهای شالوده در امتداد طولی

II:	*ظرفیت*	*تقاضا*	r_{ef}	r_{fr}
	KN.m	**KN.m**		
M^+_c				
M^-_c				

گام ۴-۳-۲-۲ - امتداد عرضی شالوده

A_s = cm^2
f_y = KPa
f_c = KPa
d = m ---------> M^+_c= KN.m

جدول ت-۲۰- مقادیر تقاضا و ظرفیت خمشی مرتبط با آرماتورهای شالوده در جهت عرضی

I :	*ظرفیت*	*تقاضا*	r_{ef}	r_{fr}
	KN.m	**KN.m**		
M^+_c				
M^-_c				

گام ۴-۳-۳ - شکست برشی بتن شالوده

گام ۴-۳-۳-۱ - امتداد طولی شالوده

f_c = KPa
d = m -------> V_{cc} = KN
f_y = KPa
A_{sv} = cm^2
S_t = cm
d = m -------> V_{cs} = KN

جدول ت-۲۱- مقادیر تقاضا و ظرفیت برشی آرماتورهای شالوده در امتداد طولی

II	*ظرفیت*	*تقاضا*	r_{ef}	r_{fr}
	KN	**KN**		
V_c				

گام ۴-۳-۳-۲ : امتداد عرضی شالوده

f_c = KPa
d = m -------> V_{cc} = KN
f_y = KPa
A_{sv} = cm^2
S_t = cm
d = m -------> V_{cs} = KN

جدول ت-۲۱-مقادیر تقاضا و ظرفیت برشی مرتبط با آرماتورهای شالوده در امتداد عرضی

I	ظرفیت	تقاضا	r_{ef}	r_{fr}
	KN	KN		
V_c				

گام ۵ : محاسبه نسبت‌های C/D در بالای ستون

در این گام نسبت‌های C/D برای مهار و وصله‌ها در آرماتور طولی در انتهای فوقانی ستون محاسبه می‌شود. در صورتی‌که نسبت r_{ec} برای ستون کوچک‌تر از ۰/۸باشد لازم خواهد بود، نسبت C/D برای آرماتور عرضی محصورکننده نیز محاسبه گردد.

گام ۵-۱ : مهار آرماتور طولی ستون در تیر سرستون

مطابق گام ۴-۱.

گام ۵-۲ : وصله در آرماتور طولی

مطابق گام ۴-۲.

گام ۶ : محاسبه نسبت‌های C/D برای برش ستون(r_{cv})

استخراج تقاضای نیروی برشی الاستیک، $V_e(d)$، از نتایج تحلیل.

ترکیب بار I: $V_e(d) =$ KN

ترکیب بار II: $V_e(d) =$ KN

تعیین تقاضای نیروی برشی نهایی، $V_u(d)$، ناشی از :

۱- تشکیل مفصل پلاستیک در دو انتها (بالا و پایین ستون یا شالوده).

۲-گسیختگی مهار یا وصله آرماتور.

مجموع لنگر پلاستیک (حاصل از آخرین مرحله آزمون و خطا) در بالا و پایین ستون.

ترکیب بار I: M_p : KN.m

ترکیب بار II: M_p : KN.m

ترکیب بارI : $V_u(d) = 1.3\Sigma M_p/H_c$ KN

ترکیب بار II : $V_u(d) = 1.3\Sigma M_p/H_c$ KN

تعیین مقاومت‌های برشی اولیه و نهایی $V_i(c)$ و $V_f(c)$

در ادامه مقاومت‌های برشی اولیه $V_i(c)$و نهایی $V_f(c)$ را در بحرانی‌ترین ناحیه (در ناحیه‌ای که برای مسیر تنگ‌ها دارای بیشترین فاصله می‌باشند) محاسبه می‌نماییم.

:$V_i(c)$

مقاومت برشی اولیه ستون پس از بروز هرگونه آسیب که شامل مقاومت اسمی برش ستون براساس سطح مقطع ناخالص بتن و آرماتورهای عرضی محاسبه می‌گردد.

$$V_i(c) = v_c \times d \times b + \frac{A_{tr} f_{yt} d}{s}$$

ترکیب بارI: $V_i(c)=$ KN

ترکیب بارII: $V_i(c)=$ KN

:$V_f(c)$

مقاومت برشی نهایی ستون پس از بروز پلاستیسیته و تشکیل مفاصل پلاستیک شامل مقاومت برشی هسته بتنی ستون و آن دسته از آرماتورهای عرضی می‌باشد که به‌طور مؤثری مهارشده باشند. در صورتی‌که تنش محوری بزرگ‌تر یا مساوی $0/1f'_c$ باشد، می‌توان تنش برشی مجاز را به عنوان مقاومت هسته ستون بتنی در نظر گرفت. در غیر این‌صورت، مقدار صفر برای آن منظور می‌گردد.

ترکیب بار I: $V_c=$

ترکیب بارII: $V_c=$

$$V_f(c) = v_c \times d \times b + \frac{A_{tr} f_{yt} d}{s}$$

ترکیب بارI: $V_f(c)=$ KN

ترکیب بارII: $V_f(c)=$ KN

در صورتی‌که مقدارr_{ec} برای ستون مورد نظر تحت اثر ترکیب بار مورد نظر کوچک‌تر از واحد باشد و احتمال بروز تسلیم در ستون وجود داشته باشد، یکی از حالات زیر صادق خواهد بود.

الف) اگر مقاومت برشی اولیه ستون خسارت‌ندیده برای مقاومت در برابر نیروی برشی بیشینه ناشی از تشکیل مفصل پلاستیک کافی نباشد، $[V_u(d) > V_i(c)]$، نسبت ظرفیت به تقاضای نیروی برشی ستون، r_{cv}، از رابطه زیر محاسبه می‌گردد:

$r_{cv} = V_i(c)/V_e(d) \le r_{ec}$ ---------> $r_{cv}=$

ب) در صورتی‌که مقاومت برشی اولیه ستون جهت مقاومت در برابر نیروی برشی بیشینه ناشی از تشکیل مفصل پلاستیک کافی باشد ولی مقاومت برشی نهایی ستون ناکافی باشد، $[V_i < (c) \ge V_u(d) > V_f(c)]$ ، نسبت C/D برابر خواهد بود با:

----------> μ= $\mu = 2 + \left[0.75 \frac{H_c}{b_c}\right]\left[\frac{V_i(c) - V_u(d)}{V_i(c) - V_f(c)}\right] r_{cv} = \mu r_{ec}$ ----------> ☐

ترکیب بار I: ---------->

	max	min
$r_{cv}=$		

که در آن :

H_c ارتفاع ستون و b_c عرض ستون در امتداد نیروی برشی مورد نظر می‌باشد.

پ) در حالتی‌که مقاومت برشی نهایی ستون برای مقاومت در برابر بیشینه نیروی برشی ناشی از تشکیل مفصل پلاستیک کافی باشد $[V_f(c) \ge V_u(d)]$، نسبت C/D برای ارزیابی ستون از دیدگاه مقاومت برشی به شرح زیر محاسبه گردد.

$$r_{cv} = \left[2 + 0.75 \frac{H_c}{b_c}\right] r_{ec}$$

یادآوری:

نسبت H_c / b_c در معادلات فوق نباید بزرگ‌تر از ۴ در نظر گرفته شود.

$Hc/bc > 4.00$

در صورتی‌که r_{ec} برای ستون تحت ترکیب بار مورد نظر بزرگ‌تر از واحد باشد، احتمال تسلیم ستون ناچیز بوده، مقدار C/D برشی ستون، r_{cv}، برابر خواهد بود با:

$r_{cv} = V_i(c)/V_e(d)$

ترکیب بار II: --------→ $r_{cv} =$ ☐

پیوست ث

جدول توجیه فنّی و اقتصادی طرح بهسازی

پیوست ث- جدول توجیه فنی و اقتصادی طرح بهسازی

بهسازی پل در مقایسه با جایگزینی آن				
عامل تعیین‌کننده			توضیح	تصمیم‌گیری در مورد بهسازی یا جایگزینی
۱	هزینه بهسازی و نگهداری با توجه به دوره عمرمفید باقیمانده (هزینهٔ دورهٔ عمرمفید خدمت رسانی)	۱-الف	آیا هزینه بهسازی و نگهداری کمتر از ۴۰٪ هزینه جایگزینی است؟	بلی---------- بهسازی. خیر---------- به (۱- ب) رجوع شود.
		۱-ب	آیا هزینه بهسازی و نگهداری بین ٪۴۰ تا ٪۷۰ هزینه جایگزینی برآورد شده است؟	بلی -------- سایر عوامل تعیین‌کننده در نظر گرفته شوند. خیر---------- به (۱- پ) رجوع شود.
		۱-پ	آیا هزینه بهسازی بیش از ٪۷۰ هزینه جایگزینی برآورد شده است؟	بلی---------- جایگزینی مگر در موارد خاص مشتمل بر دلایل قابل توجیه بنا به نظرکارفرما. خیر ---------- به (۱- الف) رجوع شود.
۲	ایمنی	۲-الف	آیا تصادفاتی حادث گردیده که بتوان آن‌ها را به هندسهٔ پل یا هندسهٔ مسیر دسترسی راه به پل نسبت داد؟	بلی ---------- پل را می‌توان با تصحیح نارسایی‌های ایمنی جایگزین یا بهسازی نمود. خیر --------- پل را می‌توان جایگزین یا بهسازی نمود.
		۲-ب	در صورتی‌که تصادفاتی به وقوع پیوسته، آیا تلفات جانی نیز رخ داده است؟ --- آیا تعداد تصادفات در پل و حوالی آن بیش از میانگین تعداد تصادفات در سایر نقاط راه یا شهر است؟	بلی (به هر یک از دو پرسش) ---------- پل را می‌توان با تصحیح نارسایی‌های ایمنی جایگزین یا بهسازی نمود. خیر (به هر دو پرسش) ---------- پل را می‌توان جایگزین یا بهسازی نمود.
		۲-پ	آیا پتانسیل برخورد وسایط نقلیه زیرگذر بر پایه‌ها و وقوع تصادم وجود دارد؟ (پل شهری، راه، راه‌آهن یا پل واقع بر فراز آبراه‌ها)	بلی---------- پل را می‌توان با تصحیح نارسایی‌های ایمنی جایگزین یا بهسازی نمود. خیر---------- پل را می‌توان جایگزین یا بهسازی نمود.
۳	کلیات و جزییات سازه‌ای از دیدگاه بهره‌برداری متعارف	۳-الف	آیا سیستم سازه پل از درجه نامعینی قابل ملاحظه‌ای برخوردار است؟	بلی---------- پل را می‌توان جایگزین یا بهسازی نمود. خیر---------- پل را می‌توان جایگزین یا با اتخاذ تصمیم در مورد افزودن درجات نامعینی بهسازی نمود.
		۳-ب	آیا پل دارای جزییات اجرایی حساس به خستگی است؟	بلی---------- پل را می‌توان جایگزین یا با حذف یا اصلاح جزییات بحرانی، بهسازی نمود. خیر---------- پل را می‌توان جایگزین یا بهسازی نمود.
		۳-پ	آیا پیکربندی و مسیر انتقال بارهای ناشی از بهره‌برداری متعارف و رفتار پل تحت تأثیر ترافیک متعارف دارای نارسایی مشهود است؟	بلی---------- پل را می‌توان جایگزین یا با رفع نارسایی بهسازی نمود. خیر---------- پل را می‌توان جایگزین یا بهسازی نمود.
۴	موارد حایز اهمیت از دیدگاه رفتار لرزه‌ای	۴-الف	آیا پل از دیدگاه قابلیت اطمینان در رفتار لرزه‌ای دارای نارسایی‌های اساسی در پیکربندی و مسیر انتقال نیروهای ناشی از زلزله می‌باشد؟	بلی---------- پل را می‌توان جایگزین یا پس از رفع نارسایی‌های طراحی مفهومی لرزه‌ای بهسازی نمود. خیر---------- پل را می‌توان جایگزین یا بهسازی نمود.
		۴-ب	آیا پل در زمرهٔ پل‌های نامنظم به‌شمار می‌رود؟	بلی---------- ارزیابی پل به روش کمّی تفصیلی بر اساس مدل سه بعدی و تحلیل دینامیکی طیفی چندمودی به عنوان حداقل ملزومات صورت گیرد و متعاقباً اتخاذ تصمیم گردد. خیر---------- پل را می‌توان جایگزین یا بهسازی نمود.
		۴-پ	آیا ظرفیت شکل‌پذیری مجموعهٔ اعضا و اجزای پل قابل ملاحظه است؟	بلی ---------- جایگزینی یا بهسازی. خیر---------- جزییات اجرایی به نیّت تأمین میزان شکل‌پذیری مطلوب در بهسازی ملحوظ گردد.

ادامه - بهسازی پل در مقایسه با جایگزینی آن				
عامل تعیین‌کننده			توضیح	تصمیم‌گیری در مورد بهسازی یا جایگزینی
۵	قابلیت ارضای معیارهای پذیرش	۵-۱الف	آیا پل موجود با ضوابط استانداردها و مفاهیم نوین طراحی لرزه‌ای پل‌ها مطابقت کلی دارد؟	بلی ---------- پل را می‌توان جایگزین یا بهسازی نمود. خیر ---------- به (۵- ب) رجوع شود.
		۵-ب	آیا انتظار می‌رود با انجام عملیات بهسازی، ضوابط استانداردهای نوین بهسازی لرزه‌ای پل‌ها ارضا گردد؟	بلی ---------- پل را می‌توان جایگزین یا بهسازی نمود. خیر ---------- به (۵- پ) رجوع شود.
		۵-پ	آیا ادامهٔ طرح بهسازی خارج از ضوابط و ملزومات استاندارد این راهنما مورد پذیرش مراجع مسؤول و مدیریت طرح قرارداده شده است؟	بلی ---------- پل را می‌توان بهسازی نمود. خیر ---------- پل را می‌توان جایگزین نمود.
۶	وضعیت محل تقاطع پل	۶-۱الف	اگر پل موجود بر فراز آب‌راهه واقع است، آیا نارسایی‌های رژیم هیدرولیکی به میزانی وجود دارد که نشان‌دهندهٔ فضای ناکافی از نظر دبی عبور جریان، آب‌شستگی گسترده یا وضعیت نابسامان جریان باشد و نیاز به اصلاح اساسی و ساماندهی رژیم هیدرولیکی وجود داشته باشد؟	بلی ---------- پل را می‌توان جایگزین یا بارفع نارسایی‌های هیدرولیکی بهسازی نمود. خیر---------- پل را می‌توان جایگزین یا بهسازی نمود.
		۶-ب	آیا شرایط محیطی و نوع وسایط نقلیه زیرگذر به نحوی است که نیاز به تدابیر ویژه نگهداری وجود داشته باشد؟	بلی ---------- پل را می‌توان با رعایت شرایط ویژه بهسازی یا جایگزین نمود. خیر---------- پل را می‌توان بهسازی یا جایگزین نمود.
۷	وضعیت ترافیکی	۷-۱الف	آیا می‌توان بدون انقطاع ترافیک عملیات بهسازی را به نتیجه رساند؟	بلی ---------- پل را می‌توان بهسازی یا جایگزین نمود. خیر---------- به (۷- ب) مراجع شود.
		۷-ب	آیا می‌توان ترافیک را به‌طور موقت از محل پروژه منحرف نمود؟	بلی ---------- پل را می‌توان در صورت نیاز با انحراف ترافیک جایگزین یا بهسازی نمود. خیر---------- به (۷- پ) رجوع شود.
		۷-پ	آیا مراحل بهسازی را می‌توان مرحله‌بندی نمود؟	بلی ---------- پل را می‌توان جایگزین یا بهسازی نمود. خیر---------- به (۷ – ت) رجوع شود.
		۷-ت	آیا می‌توان بدون انقطاع ترافیک به موازات پل موجود، پل دیگری احداث نمود؟	بلی ---------- پل را می‌توان جایگزین نمود. خیر---------- به (۷ – ث) رجوع شود.
		۷-ث	آیا می‌توان از یک پل موقت سریع‌النصب در محل پروژه طی عملیات بهسازی استفاده نمود؟	بلی ---------- پل را می‌توان جایگزین یا بهسازی نمود. خیر---------- برای تحقق عملیات بهسازی باید مطالعات گسترده‌تر ترافیکی به عمل آید.

پیوست ج

راهنمای مطالعات میدانی و گردآوری اطلاعات

ج-۱- طبقه‌بندی، کدگذاری و ثبت اطلاعات فیزیکی

ج-۱-۱- طبقه‌بندی پل‌ها

گروه‌بندی و طبقه‌بندی پل‌های کشور را می‌توان از جنبه‌های گوناگون به‌عمل آورد که هر جنبه نمایشگر نکته یا نکات مفیدی در شناسایی وضعیت و رفتار و عملکرد پل تلقی می‌گردد.

۱- طبقه‌بندی از نظر زمان ساخت (قبل از ۱۳۲۰، حد فاصل ۴۰-۱۳۲۰، ۵۷-۱۳۴۰، ۶۷- ۱۳۵۷، ۱۳۶۷ تاکنون)

۲- طبقه‌بندی از نظر موقعیت مکانی (مسیر، کیلومتر، اداره راه یا راه‌آهن تحت پوشش، استان،...)

۳- طبقه‌بندی از نظر کاربری (پل شهری، راه یا راه‌آهن)

۴- طبقه‌بندی از نظر نوع تقاطع (گذرنده بر فراز آبراه، راه، خط آهن، دره، ...)

۵- طبقه‌بندی از نظر فرم و پروفیل هندسی راه (در پلان: با محور مستقیم‌الخط متعامد بر پایه‌های کناری، پل مورب، پل دارای قوس در پلان یا در نما، پل با عرشه دارای شیب ناچیز، پل با پایه‌های دارای سختی تقریباً یکنواخت یا متفاوت، پل‌های روگذر بر فراز تراز اولیه، پل‌های غیرهمسطح)

۶- از نظر ساختگاه (وابسته به خصوصیات جغرافیایی، اقلیمی، هیدرولوژیکی و هیدرولیکی، زیست محیطی، زمین‌شناسی، لرزه‌زمین ساختی و ژئوتکنیکی)

۷- از دیدگاه سیستم سازه‌ای

۸ - از دیدگاه سیستم شالوده

۹- از دیدگاه مصالح (مصالح عرشه، مصالح پایه‌های میانی و پایه‌های کناری مصالح و دستگاه‌های تکیه‌گاهی،...)

۱۰- از دیدگاه روش ساخت

ج-۱-۲- سیستم کدگذاری

به هر پل لازم است کد مناسبی تخصیص دهیم که منعکس‌کننده هر چه بیشتر ویژگی‌های قابل تمایز پل باشد. کد مربوط نمایشگر سال (یا حیطه زمانی) احداث پل، نوع مصالح، نوع سیستم سازه (عرشه و پایه)، موقعیت مکانی، نوع کاربری، نوع مقاطع و ویژگی‌های هندسی پل می‌باشد.

ج-۱-۳- اطلاعات و مشخصات فیزیکی ثبت و نگهداری‌شده در شناسنامه فنی پل‌ها

به‌منظور گروه‌بندی و ارزیابی، گام اول ثبت مشخصات فیزیکی عمومی پل‌هاست. از جمله این مشخصات می‌توان موارد زیر را برشمرد.

- طول کل پل از یک کوله تا کوله دیگر
- عرض کل پل (شامل عرض و تعداد مسیرهای ترافیک، پیاده‌روها، نرده‌ها و جداول حفاظ، رفوژهای میانی و جزییات مربوط)
- تعداد دهانه‌ها و طول هر یک به ترتیب از یک کوله تا کوله دیگر
- ارتفاع آزاد زیرگذر (در مورد پل‌های برفراز آبراه: از تراز متوسط آب و همچنین تراز داغ آب)
- بعد قائم عناصرعرشه

- بسته به نوع سیستم سازهٔ عرشه و پایه‌ها، مشخصات عمومی سیستم (مثلاً در مورد پل‌های متشکل از تیرهای طولی نسبتاً نزدیک به یکدیگر فواصل تیرهای طولی، فواصل دیافراگم‌های عرضی قائم، نوع و ابعاد کف عرشه، مشخصات دیافراگم‌های افقی و ...)
- تاریخ بازدید و تکمیل شناسنامه

ج-۱-۴- ثبت تصویری و ترسیمی اطلاعات

از بهترین روش‌های ثبت اطلاعات وضعیت موجود پل، تهیه تصاویر (عکس‌های) گویای وضعیت عمومی، نماها (از پهلو و از روی پل) و جزییات تکیه‌گاهی، پایه‌ها، سرستون‌ها و نارسایی‌های موجود است. تهیه فیلم نیز به این امر کمک شایانی می‌نماید. ترسیمات شماتیک از نمای پل، وضعیت تکیه‌گاهی، الگوهای ترک‌ها و موقعیت نواحی اضمحلال‌یافته بسیار مفید و بلکه ضروری است. انتقال این تصاویر به فایل کامپیوتری (و از آن طریق به بانک اطلاعاتی پل‌ها) مجموعه بهنگامی از وضعیت پل‌های کشور را در اختیار قرار خواهد داد.

ج-۱-۵- گزارشـات پل‌ها

کلیه نکات مربوط به وضعیت پل، وضعیت اضمحلال مصالح، نارسایی‌های سازه‌ای و طراحی مفهومی، احتمال عدم عملکرد مطلوب اتصالات، درزهای انبساط و تکیه‌گاه‌ها باید در گزارش توصیفی و تشریحی ملخص و مفیدی تنظیم گردد.

ج-۱-۶- اعضا و زیرمجموعه‌های پل

لازم است شناسنامه فنی و همچنین فرم‌های بازرسی فنی برای کلیه زیرمجموعه‌های پل‌ها بسته به نوع سیستم پل تهیه و تکمیل گردند.

زیرمجموعه‌های پل‌های متعارف در کشورمان اغلب شامل زیرمجموعه‌های زیر می‌باشند که لازم است از نظر صحت رفتار و عملکرد سازه‌ای و وضعیت اضمحلال مصالح، ترک‌خوردگی، خوردگی و نظایر آن در حالات ذیربط مورد توجه قرار داده شوند.

الف) خاک زیر شالوده

ب) شالوده

پ) پایه‌های کناری (بسته و باز) و دیوارهای بالی شکل و برگشتی

ت) خاک زیر و مجاور پایه‌های کناری

ث) پایه‌های میانی، شامل ستون وسرستون و اتصالات مربوط

ج) اجزا و عناصر تکیه‌گاهی و مهاری

چ) سازه عرشه و زیرمجموعه‌های عرشه (مصالح گوناگون و شیوه‌های ساخت متفاوت)

- پل‌های خرپایی (زیرمجموعه‌ها و عناصر مرتبط)
- پل‌های متشکل از شاه‌تیرهای طولی در طرفین و تیرهای عرضی (زیرمجموعه‌ها و عناصر مرتبط)

- پل‌های متشکل از تیرهای طولی مجاور یکدیگر به مقدار نسبتاً قابل ملاحظه (زیرمجموعه‌ها و عناصر مربوطه)
- پل‌های جعبه‌ای (زیرمجموعه‌ها و عناصر مربوطه)
- سایر انواع سازه‌های عرشه پل‌ها

ح) اجزای کف عرشه

- عناصر پوشانه کف (دال عرشه بتن آرمه، صفحات ارتوتروپیک فولادی، ...)
- پیاده‌روها
- جداول و نرده‌های حفاظ
- درزهای انبساط
- تمهیدات جمع‌آوری و دفع و زهکشی آب
- دستگاه‌های تکیه‌گاهی
  - انواع الاستومر
  - انواع فولادی

خ) اتصالات

- تمامی مواضع اتصالات و اداوات اتصال
- جوش
- پیچ
- پرچ
- مفاصل

د) ضربه‌گیرها و سازه‌های محافظ در مقابل ضربه

ذ) سازه‌های ورودی و خروجی طرفین پل

ر) اجزای دیگر، چراغ‌ها و علایم راهنمایی، لوله‌ها و کابل‌های تأسیساتی گذرنده از پل

ج-۱-۷- داده‌های اولیه

در شناسنامه فنی پل علاوه بر کد پل و موقعیت مکانی آن، مناسب است نامی را که پل به آن معروف است، قید نماییم. گاه صرفاً نام تقاطع و محل گویا می‌باشد ولی در بسیاری از پل‌های قدیمی، پل‌ها به نام سازندگان یا به فرم سازه‌ای خود معروف‌اند همچنین در صفحه اول فرم بازرسی فنی باید نام سرپرست تیم بازرسی فنی و همکاران وی درج گردد. در مورد فرم‌های بازرسی فنی، نوع بازرسی (روال عادی، تفصیلی، ویژه و ...) نیز مطابق موارد مندرج در این پیوست باید ذکر گردد.

ج-۱-۸- شناسنامه فنی اطلاعات عمومی پل‌ها

این شناسنامه که در وهله اول طی بازدید فنی سریع و مطالعه مدارک فنی پروژه (درصورت موجودبودن) تکمیل می‌گردد، شامل اطلاعاتی به شرح زیر خواهند بود.

اطلاعات پایه

- پلان موقعیت پل در مسیر و جهت و امتداد پل
- تاریخ طراحی و احداث
- کروکی پلان و نمای پل و ترسیمات مفید دیگر
- اطلاعات عمومی GIS (وضعیت توپوگرافی، زمین‌شناسی، لرزه‌زمین ساختی، ژئوتکنیکی و هیدرولیکی و ...)
- نام شرکت‌های مهندسان مشاور طراحی و نظارت و شرکت پیمانکار اجرا (و به‌طور متناظر اسامی اشخاص حقوقی و حقیقی دخیل، درصورت آنکه به‌جای روش سه عاملی مرسوم در کشور، از سیستم‌های چهار عاملی یا روش طرح، تدارک و ساخت استفاده شده باشد)
- فهرست نقشه‌ها و مدارک فنی موجود
- فهرست و نتایج آزمایش‌های کنترل کیفیت ساخت.

اطلاعات عمومی

- نامی که پل به آن معروف است، کد گویای اطلاعات مهم پل، تاریخ احداث (تاریخ شروع، تاریخ افتتاح)
- ویژگی‌های ترافیکی
- عکس‌های نمای از پهلو و از روی پل، عکس‌های جزییات تکیه‌گاه‌ها و موارد نارسایی مشهود
- اطلاعات و ترسیمات طرح هندسی راه (قوس در پلان، قوس در پروفیل قائم، زاویه تورب، عرض مسیر، شیب عرضی، مشخصات هندسی شیب راهه‌ها، نگاره نمایشگر مقطع عرضی و نمای از پهلو به‌صورت نمایشگرِ ارتفاع آزاد زیرگذر و روگذر، پروفیل کانال و ...،
- نوع مانعی که پل از آن عبور می‌نماید (نوع تقاطع)
- مشخصه‌های عمومی خاک زیر شالوده، تراز آب تحت‌الارضی، ...
- نوع شالوده‌ها
- نوع سیستم سازه پل (پایه‌ها، کوله‌ها و دیواره‌های برگشتی و تکیه‌گاه‌ها، عرشه، درزهای انبساط، نوع اتصالات، پیکربندی و مسیر انتقال بارها)
- نوع مصالح پل
- تعداد و ابعاد دهانه‌ها، طول پل، ارتفاع پایه‌ها، عمق (ارتفاع) عرشه، فواصل تیرهای عرشه، فواصل دیافراگم‌های عرضی
- تأسیسات گذرنده از طریق پل

- نتایج رتبه‌بندی ظرفیت بار زنده متعارف و ظرفیت بار زنده بیشینه ایمن
- نوع نرده‌ها و جان‌پناه‌های حفاظی
- نوع روسازی
- محدودیت‌های بار، سرعت، ترافیک
- علایم داغ آب
- عملیات ترمیمی انجام‌شده
- علایم و میزان گستردگی اضمحلال مصالح، اعضای و اتصالات
- آثار و علایم نشست نامتجانس پی‌ها، دوران پی، ...
- آثار آب شستگی و فرسایش و نارسایی‌های رژیم هیدرولیکی
- وضعیت مورفولوژیکی
- کیفیت نگهداری،
- میزان حساسیت در مقابل خستگی
- شرایط محیطی
- نارسایی‌های مشهود
- وضعیت سازه‌های محافظ و ضربه‌گیرها
- وضعیت و نوع دال‌های ورودی و خروجی طرفین پل
- وضعیت و انواع اجزای غیرسازه‌ای (چراغ‌ها و علائم، تأسیسات و ...)
- رده‌بندی عمومی وضعیت

همچنین مناسب است محلی برای ذکر نام گروه و اسامی افراد بازدیدکننده و تهیه‌کننده گزارش‌ها پیش‌بینی گردد.

ج-۱-۹- ارتباط پروندهٔ پل‌ها با سیستم اطلاعات جغرافیایی

ارتباط پروندهٔ پل‌ها با سیستم اطلاعات جغرافیایی ارتباطی ارگانیک و تنگاتنگ است که لازم است به نحو مطلوب برقرار شود.

ج-۲- تهیه و تکمیل شناسنامهٔ فنی و فرم‌های بازرسی فنی

ج-۲-۱- روش‌شناسی

اطلاعات مکتوب و مستند در شناسنامه‌های فنی و فرم‌های بازرسی فنی مدارک حایز اهمیتی برای اولویت‌بندی و اتخاذ تصمیم مقتضی در زمینه بهسازی پل‌ها در سطوح کشوری، استانی، منطقه‌ای، مسیر و شهر به‌شمار می‌روند.

ج-۲-۲- سطوح متفاوت جمع‌آوری اطلاعات و بازرسی فنی پل‌ها

باید به این نکته تأکید ورزید که تمامی نارسایی‌ها باید به‌موقع شناسایی و متناسباً عملیات پیش‌گیرانهٔ نگهداری یا تعمیرات، به‌موقع برنامه‌ریزی و اجرا گردند. در ارتباط با بهره‌برداری در حین بهسازی، معمولاً شیوه‌ها و گزینه‌هایی ارجحیت خواهند داشت که حداقل انقطاع ترافیک را به دنبال داشته باشند. باید کلیه عملیات ترمیمی و بهسازی براساس دستورالعمل و مشخصات فنی و تحت سیستم نظارت، کنترل کیفیت و تضمین کیفیت کارا انجام گیرد و متعاقب هرگونه عملیات ترمیمی و کنترل، پذیرش و تحویل، مجدداً شناسنامه فنی و گزارش بازرسی فنی تنظیم و بهنگام گردند.

ضرورت دارد سطوح متفاوتی برای بازرسی از نظر میزان دقت، اولویت و اضطرار و با توجه به وضعیت پل و میزان اهمیت آن قایل شویم، در نگاره شماره (ج-۱) به تشریح سطوح متفاوت بازرسی فنی با توجه به‌عوامل مذکور در فوق پرداخته‌ایم. باید توجه داشت که در کلیه حالات، بازرسان فنی باید متناسب با نیت بازرسی، آموزش لازم را دیده و بر مسایل مربوط وقوف و احاطه کامل حاصل نموده باشند. به خصوص تیم‌های بازرسی ویژه باید از متخصصین مسلط به اصول طراحی و رفتار پل‌ها در مقابل عوامل مورد نظر (از قبیل زلزله، سیل، خستگی، فرونشست، آب شستگی و غیره) تشکیل شده باشد.

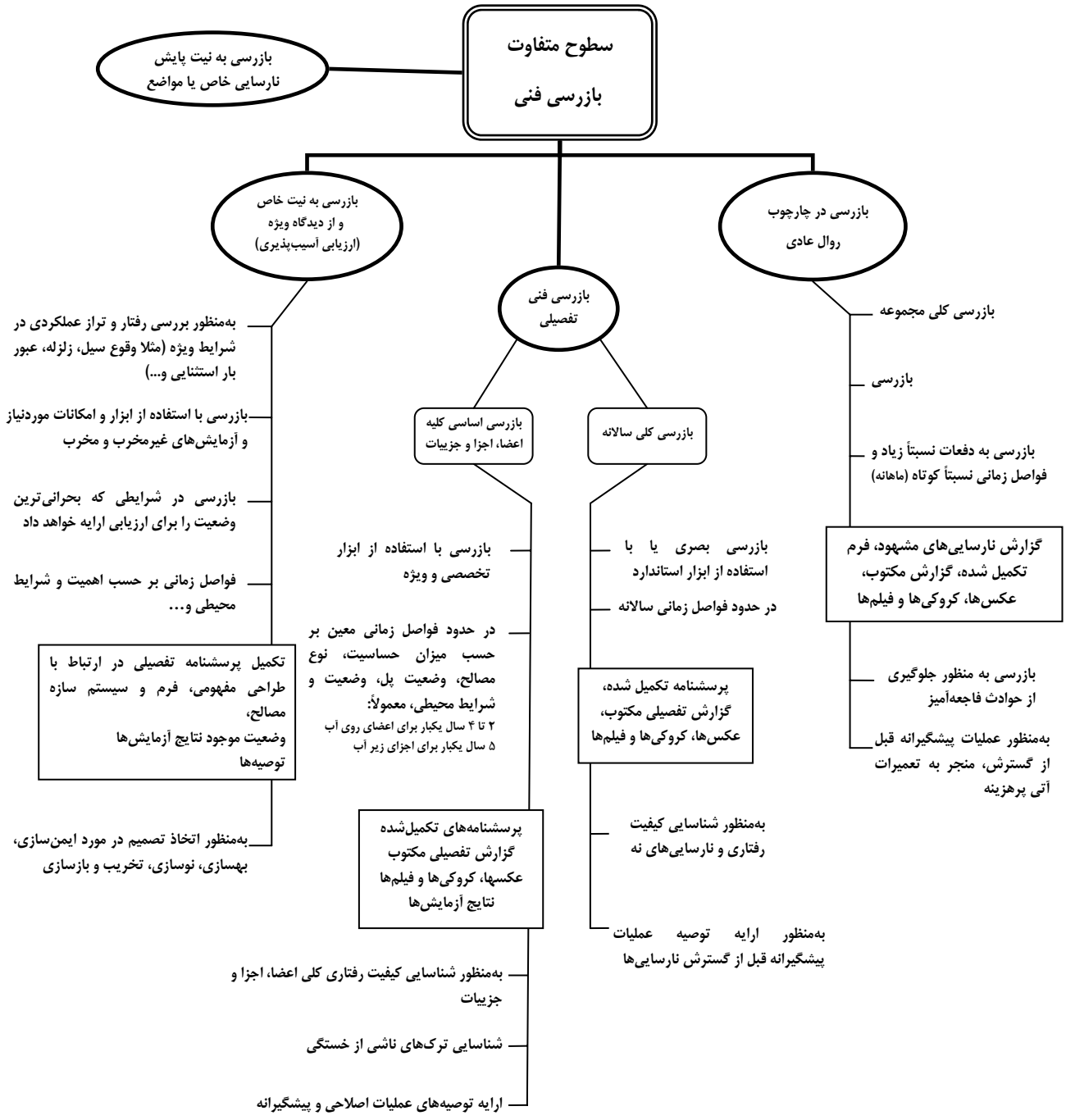
معمولاً بازرسی در ارتباط با یک پدیده طبیعی مانند سیل، در صورت امکان قبل (در شرایط عادی)، در حین رخداد و پس از وقوع آن صورت می‌گیرد تا اثرات آن پدیده بر وضعیت کلی و همچنین اجزای پل به خوبی قابل تشخیص باشد. درمورد بازدید تکیه‌گاه‌ها و درزهای انبساط نیز معمولاً لازم است بازدید در حالات حداکثر دما و حداقل دما، صورت گیرد.

فواصل و دوره‌های بازبینی فنی

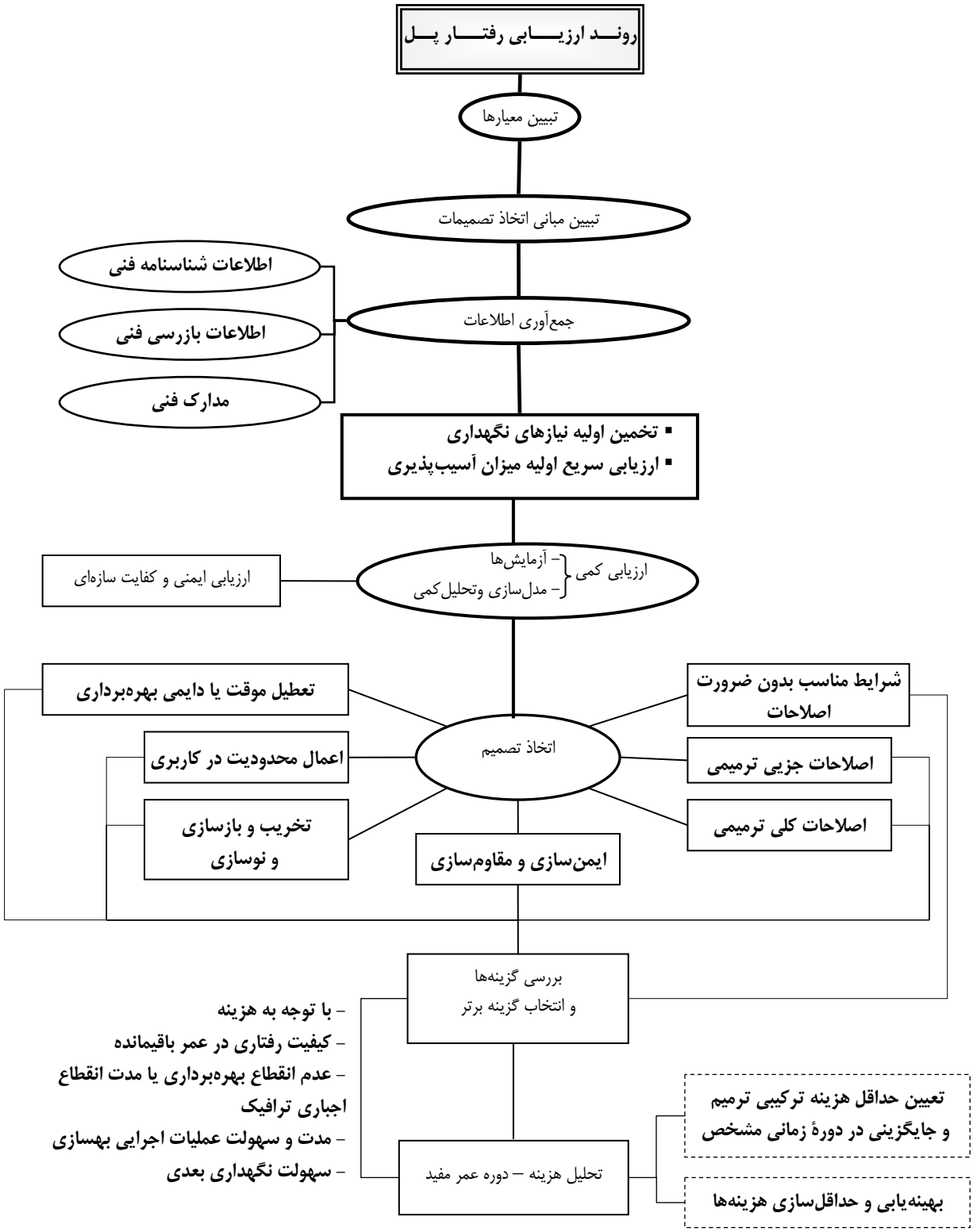
فواصل زمانی، میزان دقت، نوع و شیوه بازبینی و پایش تابع عوامل متعددی است که لازم است در این مورد به مراجع مربوط رجوع شود.

ج-۲-۳- روش‌شناسی در روند ارزیابی رفتار پل

در نگاره شماره (ج-۲) به تشریح روند ارزیابی رفتار پل پرداخته‌ایم. به‌نظر می‌آید تعقیب این روند به انجام سیستماتیک امر مدد خواهند رساند.



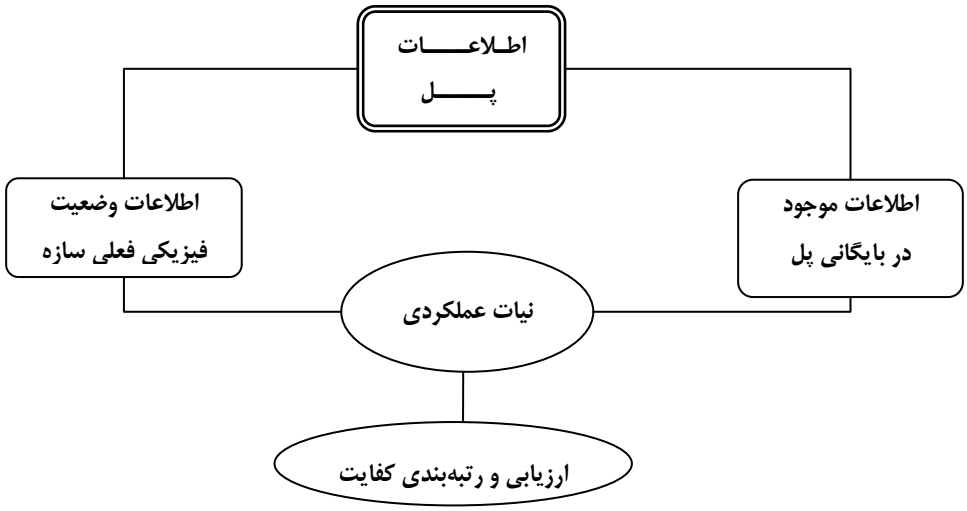
نگاره ج ـ ۱ ـ سطوح متفاوت بازرسی فنّی از نظر میزان دقت، اولویت و اضطرار و فواصل زمانی، با توجه به وضعیت پل و میزان اهمیت آن و تخمین منابع نیروی انسانی و اعتبارات مالی



نگاره ج-۲ـ روند عملیاتی ارزیابی رفتار پل

ج ـ۲ـ۴ ـ اطلاعات و داده‌های پل

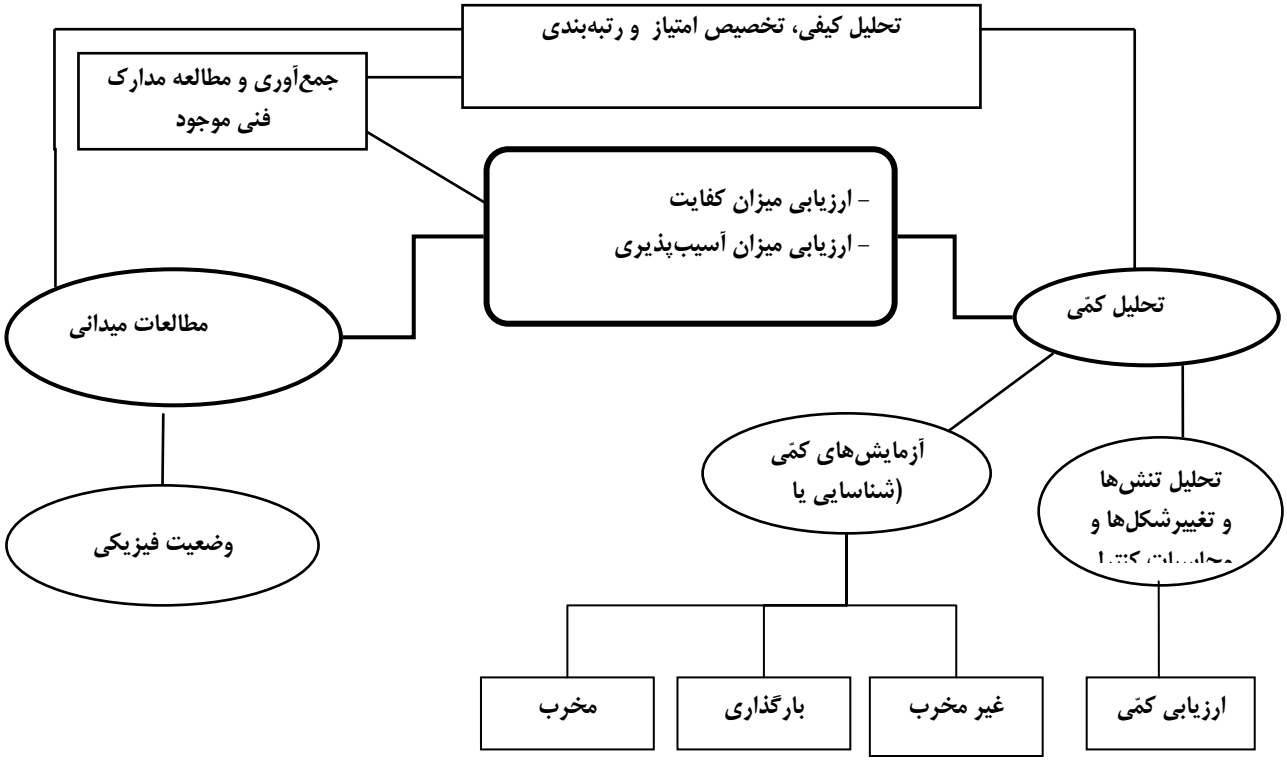
معمولاً اطلاعات پل‌ها به شرح نگاره شماره (ج-۳) در اختیار قرار دارند و لذا ضروری است این امر در تدوین سیستم مورد توجه قرار داده شود.



نگاره ج ـ۳ ـ فرایند ارزیابی و رتبه‌بندی کفایت با توجه به نیات و ترازهای عملکردی مورد انتظار با بهره‌گیری از دو طبقه تفکیک یافتهٔ اطلاعات : اطلاعات موجود در بایگانی پل و اطلاعات وضعیت فیزیکی موجود پل ، به‌عنوان حاصل مطالعات میدانی و برداشت‌های کمّی

ج ـ۲ـ۵ـ روش‌شناسی در ارزیابی میزان کفایت در مقابل عوامل و بارهای بهره‌برداری متعارف و لرزه‌ای

پس از تبیین معیارها، جمع‌آوری و تدوین و طبقه‌بندی اطلاعات و برداشت وضعیت موجود، تجزیه و تحلیل و ارزیابی و رتبه‌بندی پل را می‌توان با توجه به نگاره شماره (ج-۴) به انجام رساند.

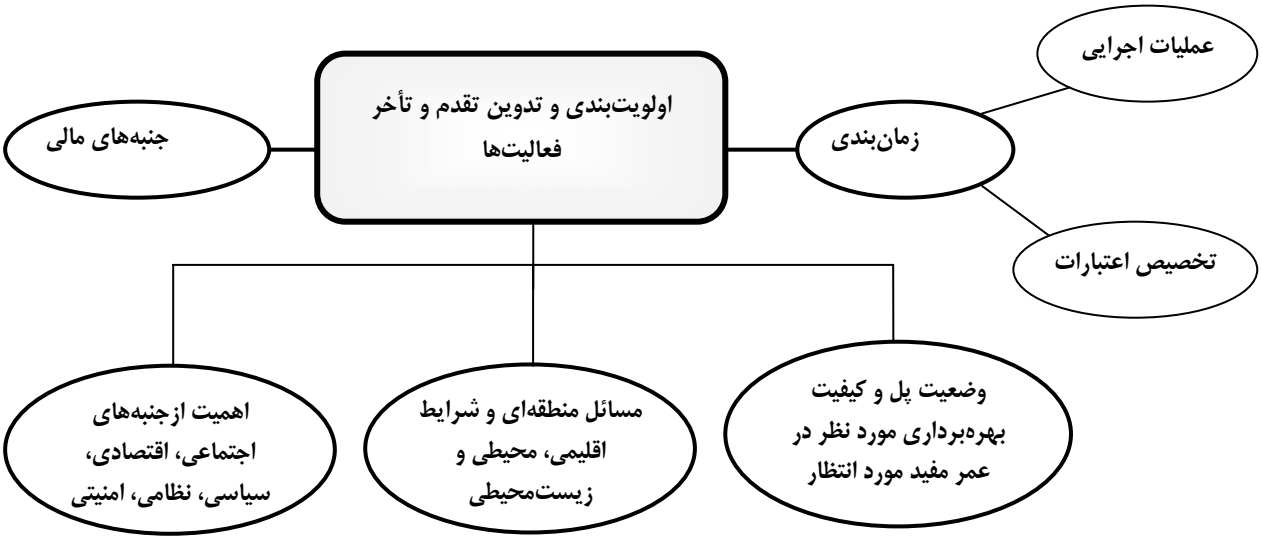


نگاره ج ـ۴ ـ ارزیابی میزان کفایت و آسیب پذیری مبتنی بر مطالعات میدانی و روش‌های کمّی

ج ـ ۲ ـ۶ـ معیارهای موثر در اتخاذ تصمیم

پس از جمع‌آوری اطلاعات و ارزیابی اولیه پل‌های کشور، استان، منطقه، مسیر، شهر یا مجموعه‌ای از پل‌های موردنظر، لازم است جهت برنامه‌ریزی و انجام اقدامات مقتضی سیستمی برای اولویت‌بندی و نحوه تقدم وتاخر اقلام کاری و فعالیت‌ها تدوین نمود. چنین ساختاری همراه با تأکید بر عوامل تأثیرگذار بر این فرایند، در نگاره شماره (ج–۵) ارایه شده است.

بدیهی است به‌منظور فراهم‌آمدن امکانات عملی برای تحقق اقدامات مقتضی، تأمین و تخصیص اعتبارات لازم نقش اساسی خواهد داشت و برنامه زمان‌بندی عملیات نیز از برنامه زمان‌بندی تخصیص اعتبارات منفک نخواهد بود. در عین حال در نظرگرفتن شرایط اقلیمی و آب و هوایی و فصلی و محیطی برای انتخاب بهترین زمان ممکن با ملحوظ داشتن میزان اضطرار انجام عملیات بهسازی، ضروری است.



نگاره ج ـ۵ ـ عوامل مؤثر در اولویت‌بندی، برنامه‌ریزی، زمان‌بندی و تعیین تقدّم و تأخّر فعالیت‌ها

ج ـ ۳ـ تکمیل شناسنامه‌های فنی و شیوه‌های بازرسی فنی پل‌ها

در روش‌شناسی مطروحه لازم است کلیه پل‌های تحت پوشش ابتدا مورد مطالعه میدانی سریع قرار گرفته، طبقه‌بندی شده و سپس مورد بازبینی قرار داده شوند و شناسنامه فنی برای آن‌ها تکمیل گردد و متعاقباً مورد ارزیابی کیفی سریع از دیدگاه ایمنی و به‌منظور رتبه‌بندی اولیهٔ وضعیت و کفایت قرار داده شوند تا اولویت‌بندی اقدامات عاجل، کوتاه‌مدت، میان‌مدت و طویل‌المدت در چارچوب برنامهٔ زمانی و برنامهٔ مالی صورت گیرد.

یکی از اهداف اصلی در تدوین روش‌شناسی لازم برقراری سیستم هماهنگ و تدوین دستورالعمل برای انجام یکنواخت مطالعات و اقدامات عملی است.

پارامترهای مؤثر دارای اثر اندرکنشی بر یکدیگر می‌باشند و لذا بانک اطلاعاتی حاوی کلیه اطلاعات با قابلیت انواع پردازش به‌منظور بررسی از جنبه‌های متنوع مورد نیاز (و موردنظر) با توجه به عمر مفید مورد انتظار و ترازهای عملکردی در سطوح ایمنی و بهره‌برداری، در ارتباط با عوامل مؤثر در بهره‌برداری متعارف و همچنین در سطوح خطر متفاوت مرتبط با عوامل طبیعی، با توجه به دورهٔ بازگشت ملحوظ شده برای این عوامل خواهند بود و متناسباً ابزار و روش تحلیل و شیوهٔ متحدالشکل تجزیه و تحلیل و ارزیابی نتایج به‌کار گرفته خواهد شد.

بنابراین شناسنامه پل حاوی اطلاعاتی خواهد بود که در ترازهای متفاوت طبقه‌بندی گردیده و تجزیه و تحلیل را میسر می‌سازد.

ج ـ۳ـ۱ـ گروه مسؤول بازرسی فنی

معمولاً بازرسی فنی توسط مهندسان آموزش دیده عمران و پل به‌صورت گروهی شامل تخصص‌های ذیربط در زمینه‌های ژئوتکنیک، مهندسی پی، هیدرولیک و هیدرولوژی، مهندسی زلزله، سازه، مکانیک شکست، مصالح و مهندسی راه و ترابری انجام می‌شود.

رهبر گروه بازرسی فنی باید به خوبی به مفاهیم نوین طراحی و احداث پل‌ها آشنا و بر این دیدگاه‌ها مسلط باشد. توانایی تشخیص انواع نارسایی‌های محتمل طرح و اجرا و به‌کاربردن روش‌های کمی و کیفی ارزیابی و ارایه توصیه‌های عملی مناسب از ویژگی‌های رهبر گروه بازرسی فنی پل می‌باشد. همچنین رهبر گروه باید قابلیت برنامه‌ریزی و سازماندهی عملیات بازرسی و تهیه تجهیزات لازم را متناسب با نوع بازدید دارا باشد. در عین حال، مسؤولیت ایمنی پرسنل تحت نظر رهبر گروه با وی می‌باشد و بنابراین لازم است او به اصول ایمنی مطالعات میدانی و احتیاطات لازم در حین بازرسی فنی پل‌ها آگاه باشد.

عملیات بازرسی فنی با مشاهدات، اندازه‌گیری‌ها، آزمایشات متنوع و تکمیل فرم‌های بازرسی فنی همراه است و متعاقباً، لازم است نتایج مشاهدات به‌صورت گزارش متقن و موجز و مختصر و مفیدی تنظیم گردد.

ج ـ ۳ـ۲ـ وظایف گروه بازرسی فنی

بازرسان فنی پل‌ها وظایفی به شرح زیر را بر عهده خواهند داشت.

- شناسایی موارد و مسایل و نارسایی‌های جزیی به‌منظور اعلام و اقدام پیشگیرانه قبل از گسترش و تبدیل نارسایی‌های جزیی به نارسایی‌های گسترده که تعمیرات اساسی را ایجاب نماید.
- شناسایی اعضا و اجزایی از پل که لازم است مرمت گردند؛ قبل از آنکه نیاز به تعویض و جایگزینی پیش آید.
- شناسایی آنکه در چه حالاتی و تحت چه عواملی پل ایمن نخواهد بود.
- تهیه گزارشات، جمع‌آوری اسناد، تهیه کروکی‌ها و برداشت‌ها، عکس‌ها و فیلم‌ها، تکمیل فرم‌ها و چک‌لیست‌ها و مستندسازی کلیه موارد و تنظیم گزارش مکتوب و تهیه فایل پل و ارایه آن به مدیریت نگهداری پل‌ها جهت وارد نمودن اطلاعات به بانک اطلاعاتی و تنظیم فایل کامپیوتری بهنگام‌شده پل.
- ارایه توصیه‌های مکتوب اصلاحی در زمینهٔ اقدامات لازم پیش‌گیرانه.
- پشتیبانی و همکاری در برنامه‌ریزی بازرسی فنی و ارایهٔ توصیه در مورد فواصل زمانی و نوع بازرسی و نحوه پایش پل در مراحل آتی با توجه به نتایج بازرسی فنی، درمواردی‌که نیاز به تجدید نظر در برنامهٔ متعارف بازرسی فنی پل احساس گردد.

ج ـ۳ـ۳ـ ابزار و تجهیزات بازرسی فنی

به‌منظور انجام بازرسی فنی در سطوح مختلف نیاز به استفاده از ابزار و تجهیزات متنوعی، متناسب با میزان دقت وکیفیت مورد نظر و نوع بازرسی فنی خواهد بود. جدول (ج ـ۱) به این منظور تهیه گردیده است. باید توجه داشت که بسیاری از پل‌های موجود بدون درنظرگرفتن ضرورت فراهم‌آوردن امکانات سهل دسترسی به نقاط حساس پل جهت بازبینی طراحی گردیده‌اند. در همین‌جا یادآوری این نکته حایز اهمیت است که در مراحل طراحی پل‌ها می‌توان فضاها و راه‌هایی از جمله آدم‌روهایی برای دسترسی به

نقاط حساس پل جهت بازبینی پیش‌بینی کرد. معمولاً از طریق دریچه‌های قابل قفل‌شدن می‌توان به این فضاها دسترسی یافت و پس از انجام بازرسی فنی این دریچه‌ها را با قفل مجدداً مسدود نمود.

در جدول (۱)، ابزار و تجهیزات معمول بازرسی فنی را به‌صورت طبقه‌بندی شده در چهار گروه تنظیم نموده‌ایم. بسته به میزان دقت مورد نظر در بازرسی فنی و نوع پایش، از تجهیزات مربوط مطابق این فهرست راهنما می‌توان استفاده نمود.

لازم‌است به این نکته اشاره نمود که بازبینی بصری صرف، دشواری‌هایی به همراه دارد. بررسی از نزدیک علایم ترک‌خوردگی، در سازه‌های فولادی و بتن‌آرمه، خوردگی مصالح فلزی و آرماتور، ورآمدگی بتن و نظایر این نارسایی‌ها به‌ویژه در اتصالات، زیر دال عرشه و تیرهای عرشه و بخصوص در پل‌های طویل احداث شده بر فراز دره‌ها و آبراهه‌ها بدون تجهیزات بالابر دشوار خواهد بود و در مواردی استفاده از وسایط نقلیه متحرک دارای بازوی با قابلیت حرکت افقی و قائم و جهت دسترسی به عرشه، پایه‌ها و تکیه‌گاه‌ها اجتناب‌ناپذیر خواهد بود.

جدول ج ـ۱ـ ابزار و تجهیزات معمول مورد استفاده در بازرسی فنی، مطالعات شناسایی، پایش و رفتارسنجی پل‌ها

ابزار نسبتاً سبک (اندازه‌گیری ومشاهده بصری)	تجهیزات نسبتاً سنگین	ابزار و تجهیزات ایمنی و برخی تجهیزات ویژه	وسایل اندازه‌گیری، آزمایش‌های غیرمخرب، پایش کمی از نزدیک و از راه‌دور و نمونه‌برداری (تجهیزات مفید و مؤثر)
• مترِ جیبی • متر به طول‌های تقریبی۲۰ تا ۵۰ متر • آچار پیچ گوشتی • برس سیمی • گچ و ماژیک مخصوص علامت‌گذاری • چراغ قوه • چاقوی جیبی • قلم- چکش • قلم- تراش • آیینه کوچک • ذره‌بین با چراغ قوه • شاقول • دوربین • دماسنج • دوربین عکاسی و فیلمبرداری • کولیس و ورنیه معمولی • ورنیه اندازه‌گیری ضخامت گلوی‌جوش • فاصله سنج (فیلرگیج) • تراز بنایی	• بالابر هیدرولیکی • زنبیل • سکوی متحرک و ثابت • داربست ثابت و متحرک • وسایط نقلیه، کامیونها و جرثقیل‌های مجهز به زنبیل و بالابر و تلسکوپ با بازوی قابل حرکت افقی و قایم برای دسترسی به عرشه ، سر ستون، پایه‌ها و تکیه‌گاه‌ها • شناورهای مجهز به داربست‌های متحرک و بازشو • آدم‌روهای دایمی یا موقت، ثابت یا متحرک در پل‌های بزرگ و دهانه‌های طویل • نردبان کشویی	• کلاه ایمنی • عینک ایمنی • کمربند ایمنی • کفش ایمنی • تجهیزات بالابر ایمن • لباس، لوازم و تجهیزات جنبی غواصی برای بازبینی فنی زیر آب و چراغ و دوربین عکاسی و فیلمبرداری زیرآبی • لباس آستین بلند مناسب و مقاوم مجهز به بادگیر • دستکش مناسب • جلیقه نجات • بی سیم • ردیاب گاز مونواکسیدکربن • کیف کمک‌های اولیه	• دوربین‌ها و تجهیزات نقشه‌برداری، مرجحاً شامل فاصله‌سنج الکترونیکی و توتال استیشن • مایع نفوذپذیر و تجهیزات مربوطه برای آزمون و مشاهده ترک‌های سطحی، تجهیزات اولتراسونیک (برای آزمون‌های ماوراء صوتی جوش، مصالح فولادی و عمق‌یابی ترک‌ها در اعضاء بتنی) • تجهیزات پرتونگاری • تجهیزات آزمون به روش براده‌های مغناطیسی • سختی سنج • چکش اشمیت • آرماتورياب و اسکنرهای الکترومغناطیسی مربوطه • نمونه‌گیر (مغزه گیر) بتن در موارد ضروری • تجهیزات نمونه‌برداری از فولاد برای آزمایش‌های مخرب و سایر آزمون‌های آزمایشگاهی (کوانتومتری ، سختی سنجی ، ...) • ترک‌سنج‌های قابل الصاق بر مواضع حساس و ادوات اندازه‌گیری بعد ترک از راه دور • کرنش سنج و تجهیزات مربوط (شامل تجهیزات پایش از راه دور) • ترک‌سنج اپتیک • ادوات اندازه‌گیری افت پیش تنیدگی با ابزار سنجش از راه دور • تغییر طول سنج و ابزار پایش از راه دور • ادوات سنجش و اندازه‌گیری بار (سلول بارسنج) و ابزار پایش از راه‌دور • تغییرمکان سنج و ابزار پایش از راه دور • ادوات اندازه‌گیری مقاومت الکتریکی و حفرات ناشی از زنگ‌زدگی • ابزار جریان ادی وادوات سنجش ضخامت رنگ • تغییر زاویه سنج الکترونیکی و ابزار پایش از راه دور • انواع اسکنرهای الکترومغناطیسی • اسکنرهای ترک یاب حرارتی • تجهیزات آزمایش‌های ارتعاش اجباری و سنسورهای مربوطه • تجهیزات آزمایش‌های ارتعاش محیطی و سنسورهای مربوطه و ابزار پایش از راه دور • ژئورادارها • تجهیزات آزمایش‌های ژئوسیسمیک و ژئوفون‌های مربوطه • تجهیزات ژئوالکتریک • میکروترمور • تجهیزات آزمایش‌های درون چاهی • ژرفاسنج‌ها، تجهیزات اندازه‌گیری سرعت جریان و ترازیاب‌های سطح آب • تجهیزات دیگر که رو به‌گسترش (همراه با روند کاهش هزینه‌ها) می‌باشند

ج ـ۳ـ۴ـ اصول ایمنی بازدید

رعایت اصول ایمنی در بازدید فنی چه برای گروه بازرسی فنی و چه برای مردم و ترافیک در حال گذر حایز اهمیت ویژه است. به‌منظور انجام بازدید لازم است استانداردهای ایمنی تدوین گردد و به دقت رعایت شود. سرپرست گروه بازرسی فنی مسؤول ایجاد شرایط ایمنی مناسب و محیط امنی برای انجام امور بازرسی برای بازرسان فنی و برای مردم و ترافیک در حال گذر می‌باشد.

به‌منظور کاهش احتمال خطر و افزایش احتمال امدادرسانی به‌موقع، بازرسان فنی باید حداقل در گروه‌های دو نفره در کنار یکدیگر کار کنند. بازرسان فنی باید مجهز به تجهیزات ایمنی به شرح بر شمرده در جدول (ج ـ۱) و ملبس به لباس مناسب مطابق شرایط محیطی باشند. همراه داشتن کیفِ کمک‌های اولیه و آشنایی پرسنل به اصول کمک‌های اولیه امری ضروری است. در هنگام ورود به فضاهای بسته مانند داخل مقاطع تیرهای جعبه‌ای، بازرسان باید از وجود هوای کافی (اکسیژن کافی) و عدم حضور گازهای سمی و قابل اشتعال اطمینان حاصل نمایند و در شرایط محیطی مضر و دشوار هشیار باشند.

اپراتورهای وسایط نقلیه و شناورهای مجهز به بالابر و تلسکوپ و ..... باید در استفاده از تجهیزات مزبور متبحر باشند.

کارگران و سرکارگر نصاب داربست‌ها و سکوها باید در کار خود خبره بوده و استحکام مجموعه باید توسط سرپرست گروه بازرسی فنی مورد بررسی قرار گیرد و قبل از اقدام به استفاده از آن، از قابلیت و استحکام و پایداری داربست‌ها و تجهیزات بالابر تحت بارهای محتمل کسب اطمینان شود.

در هنگام خستگی مفرط نباید امر بازرسی فنی را ادامه داد.

لازم‌است کنترل به‌عمل آید که روکش کابل‌های برق گذرنده از عرشه پل‌ها در اثر فرسودگی از بین نرفته باشد و درمورد پل‌های فلزی یا در هنگام بارندگی و رطوبت، امکان برق گرفتگی مورد بررسی قرار داده شود.

ج ـ۳ـ۵ـ نحوه تکمیل شناسنامه، فرم‌های بازرسی فنی و گزارشات تکمیلی

پس از تکمیل شناسنامه فنی و تشکیل پرونده پل، در فواصل زمانی که براساس راهنمای نگهداری پل‌ها و یا براساس توصیه پرسنل تکمیل‌کنندهٔ شناسنامه فنی برای پل تعیین می‌شود، بازرسی‌های فنی مستمر و ادواری لازم به‌عمل خواهد آمد. چه در مرحله تکمیل شناسنامه فنی (درگام نخست) و چه در مرحله تکمیل فرم‌های بازرسی فنی و بهنگام‌سازی شناسنامه‌های فنی در مراحل بعدی، لازم است گزارش‌هایی نیز مکمل فرم‌های تکمیل شده باشند. این گزارش‌ها تاریخچه پل را از این پس در پرونده پل ثبت خواهند نمود. درکلیه مراحل کنترل و ارزیابی ایمنی و مطالعات میزان آسیب‌پذیری، ایمن‌سازی، رتبه‌بندی و نظایر آن، این پرونده‌ها متخصصان مربوطه را یاری خواهند داد و داده‌ها و اطلاعات لازم را در اختیار ایشان قرار خواهند داد و لذا در شناسایی نارسایی‌ها و اتخاذ تصمیمات مقتضی در زمینه ترمیم، نگهداری و بهسازی پل سهم مهمی خواهند داشت.

باید بر این نکته تأکید گردد که مدارک، فرم‌ها و گزارش‌های تهیه شده توسط گروه مطالعات میدانی، جنبه حقوقی داشته و احتمال دارد در آتیه به آن استناد گردد. لذا گزارشات مزبور باید با دقت کافی تنظیم گردند و هرگونه علایم و آثار اضمحلال مصالح، زوال مقاومت، ضعف و نارسایی، شکست و نظایر آن با دقت ردیابی و به‌وضوح درگزارش ذکر گردد. این گزارش‌ها باید به‌نحوی تنظیم گردند که هر گروه بازرسی فنیِ دیگرِ آشنا به روش‌شناسی این فعالیت‌ها نیز قادر باشند وضعیت پل را در زمان بازدید، با وضعیت منعکس‌شده درگزارش‌های قبلی به‌صورت تطبیقی مقایسه نمایند و میزان و نرخ گسترش نارسایی‌ها را طی فاصله زمانی مزبور تمیز دهند.

در مرحله تشکیل پرونده و در کلیه مراحل تنظیم شناسنامه و بازرسی فنی لازم است کروکی‌های نشانگر نما و پلان و عکس‌های گویایی از وضعیت پل تهیه و ضمیمه گردد. این کروکی‌ها و عکس‌ها بهترین مدارک برای مستندسازی، انتقال اطلاعات و توصیف وضعیت نارسایی، نقطه ضعف و کیفیت رفتاری پل، از شالوده و پایه‌ها تا عرشه و اعضا و اجزای پل و اتصالات و تکیه‌گاه‌ها می‌باشند.

تهیه کروکی‌ها و عکس‌ها باید از نماهای کلی‌تر شروع و متعاقباً به جزییات اختتام یابد. استفاده از اشیایی‌که نشانگر مقیاس عکس‌ها برای بیننده باشند و استفاده از شاقول و تراز و نظایر آن در عکس‌ها برای نمایش ناشاقولی‌ها و عدم ترازبودن سطوح مفید خواهد بود.

براساس اطلاعات مندرج در شناسنامه‌های فنی، فرم‌های بازرسی و بانک اطلاعاتی و گزارش‌های موجود در پروندهٔ پل نتیجه‌گیری‌ها و توصیه‌های لازم توسط مهندسان مجرب و در مشورت با مهندسان خبره – در زمینه‌های تخصصی– ارایه خواهد گردید. توصیه‌های اولیه با ذکر جزییات عملیات بهسازی، برآورد مقادیر کار و مصالح و اقلام، زمان، هزینه، ضرورت انقطاع ترافیک و هزینه و زیان‌های وارده بر بهره‌برداران همراه خواهد بود و در مراحل اتخاذ تصمیمات و برنامه‌ریزی بهسازی پل‌ها حایز اهمیت خواهد بود.

ج ـ۴ـ راهنمای انجام مطالعات میدانی و ثبت مشاهدات

ج ـ۴ـ۱ـ ملاحظات عمومی

بازدیدکننده طی بازدیدها باید موارد زیر را مدنظر قرار دهد.

- مسایل طراحی مفهومی سازه
- تطابق عملکرد پل با مفروضات طراحی مفهومی
- کفایت پل از نظر ظرفیت باربری و قابلیت بهره‌برداری
- نارسایی‌های سازه‌ای (مجموعه و زیرمجموعه‌ها)
- نارسایی‌ها و اضمحلال مصالح
- نشست نامتجانس خاک زیر شالوده
- آب شستگی
- وضعیت تکیه‌گاه‌ها، درزهای انبساط و جدایی، نرده‌های حفاظ، ....
- موارد دیگر ویژهٔ سیستم خاص پل مورد مطالعه

ذیلاً به اختصار به جنبه‌های گوناگون مؤثر بر آسیب‌پذیری پل به‌صورت تفکیک‌شده اشاره می‌گردد. حالات ترکیبی پیچیده‌ای نیز می‌تواند بروز نماید که در این حالات، شناسایی دلایل بروز نارسایی‌ها طبعاً امر ساده‌ای نبوده و نیاز به دقت بیشتر و استفاده از کارشناسان خبره خواهد داشت.

ج ـ۴ـ۲ـ تأثیرات تغییرشکل‌های خاک زیر شالوده

این‌گونه تغییرشکل‌ها اغلب به دلایل تغییرات حجمی، نشست یا شکست برشی خاک و ناپایداری شیب‌ها اتفاق می‌افتد. نشست خاک شامل نوع آنی (کوتاه مدت) مربوط به خاک‌های دانه‌ای و نشست زمانی ناشی از تحکیم در خاک‌های ریزدانه (رسی و رس‌لای‌دار) می‌باشد. تغییرشکل‌ها و تغییرمکان‌های خاک از نوع نشست (تغییرمکان قائم)، چرخش، اختلاف نشست بین شالوده‌ها (نشست نامتجانس شالوده‌ها) و تغییرمکان‌های جانبی در سازه‌های حایل و لغزش و دوران شالوده آن‌ها می‌باشند. دلایل بروز تغییرمکان در خاک زیر شالوده در جدول (ج ـ۲) خلاصه گردیده است.

جدول (ج ـ۲) ***دلایل بروز تغییرمکان خاک و شرح مکانیزم رفتاری مسلط***

دلایل بروز تغییرمکان خاک	شـرح مکانیزم رفتاری
گسیختگی برشی خاک تحت اعمال فشار قائم	نشست یا چرخش قابل ملاحظه شالوده اغلب ناشی از گسیختگی برشی خاک زیر شالوده می‌باشد.
نشست ناشی از اعمال تغییرات در رژیم بارگذاری خاک	در مواردی‌که در مجاورت شالوده موجود پل سازه‌های عظیمی احداث می‌گردند- بدون آن‌که تأثیراتشان بر خاک زیرشالوده پل مورد توجه قرار داده شود- یا در حالاتی‌که منجر به تغییر جریان آب‌های زیرزمینی و آب‌افتادن خاک زیر شالوده می‌گردد.
نشست ناشی از تحکیم	در خاک‌های ریزدانه درحالاتی‌که تغییراتی در محتوای آب (میزان رطوبت نسبی) خاک ایجاد گردد، نشست زمانی می‌تواند مجـدداً در پـل‌هـای موجود فعال گردد. در بسیاری از موارد این تغییرات ناشی از خاکریزی اطراف و مجاور خاک زیر شالوده پل می‌باشد.
تغییرات سفرهٔ آب‌طبیعی	تغییرات دوره‌ای تراز سفره آب طبیعی در خاک‌های دانه‌ایِ سست می‌تواند منجر به متراکم‌شدن لایه‌های فوقانی گردد و ایجاد فرونشست نماید. همچنین این امر در تغییرمکان‌های جانبی پایه‌های کناری پل نیز مؤثر خواهد بود.
اصطکاک منفی در شمع‌ها	در خاک‌های تحکیم‌شونده‌ای که پس از کوبش شمع‌ها یا به دلایل افزایش بارگذاری و خاکریزی در مجاورت شالوده بارگذاری می‌گردند، بـروز اصطکاک منفی- منجر به فرونشست شالوده ـ محتمل خواهد بود.
آثار جریان آب در حال زهکشی	جریان آب از رقوم‌های بالاتر درصورت عدم زهکشی صحیح، باعث افزایش فشار جانبی خاکریز بر دیوارهای حایـل پایـه‌هـای کنـاری بسـته و دیواره‌های برگشتی، به دلیل نیمه اشباع یا اشباع شدن، می‌گردد که به نوبهٔ خود منجر به تغییرمکان‌های جانبی خواهد گردید.
لغزش خاکریز و گسیختگی شیروانی	زمین لغزش ناشی از گسیختگی برشی سراشیبی‌ها، تراشه‌ها و خاکریزها و شیروانی‌ها در این مقوله طبقه‌بندی می‌گردند.
تورم خاک‌های منبسط‌شونده	در خاک‌های رسی متورم‌شونده که جذب آب نموده و انبساط می‌یابند، امکان بروز تغییرمکان قائم به سمت بالا و همچنین اعمال فشار جـانبی اضافی به دیوارهای حایل و بروز تغییرمکان جانبی فراهم می‌گردد.
تأثیرات یخبندان	افزایش حجم ناشی از یخبندان آبِ بین ذرات خاک، منجر به تورم و درعین حال کاهش ظرفیت باربری (فشار مجاز) خاک و سست‌شدن خاک می‌گردد. همچنین درحالیکه سطح سفره آب از عمق یخبندان تجاوز نماید و از خاکریز در پشت دیوار حایل استفاده شده باشد، انبساط ناشـی از یخبندان، فشار جانبی قابل ملاحظه‌ای به دیوار حایل اعمال می‌نماید که اغلب منجر به بروز تغییرمکان‌های جانبی و دوران می‌گردد. همچنـین فشارهای ناشی از یخ بر پایه‌های میانی پل‌های واقع در آبراهه‌ها و اثرات آن‌ها در جابه‌جایی‌های مربوطه را نباید از نظر دور داشت.

ج ـ۴ـ۳ـ آب‌شستگی

آب‌شستگی از عوامل بسیار مهمی است که باید مورد توجه بازرس فنی پل قرار گیرد و در مطالعـات میدانی به احتمال وقوع و میزان آب‌شستگی باید مداقه نمود. آب‌شستگی اغلب منجر به نشست قابل ملاحظه و در بسیاری از موارد، از نوع نامتجانس و چرخشی می‌گردد. جریان آب که ذرات خاک را به‌صورت شناور حمل می‌نماید و احتمال برداشتن ذرات خاک از دور پایه‌های شمعی شکل و زیرشالوده پایه‌ها را افزایش می‌دهد، گاه حفرات بزرگی دور پایه‌ها ایجاد می‌نماید که خود باعث اغتشاش بیشتر جریان و جابه‌جایی بیشتر ذرات خاک می‌گردد.

ج ـ۴ـ۴ـ تأثیر تغییرمکان شالوده بر سازه پل

پل‌هایی که از نظر استاتیکی معین هستند که اغلب دارای دهانه‌های با تکیه‌گاه ساده یا از نوع طره‌ای می‌باشند، نسبت به نشست‌های نامتجانس پایه‌ها (به میزان کم تا متوسط) از نظر سازه‌ای (مقاومتی) حساسیت نشان نمی‌دهند؛ اگرچه ممکن است از نظر بهره‌برداری، نشست‌های نامتجانس قابل ملاحظه در این سیستم‌ها منجر به بروز اشکالات کاربری گردد و یا اثرات نامطلوب بر عملکرد درزها داشته باشد و باعث نفوذ املاح در درزها و اضمحلال مصالح شود. پل‌های دارای عرشه یکسره و ممتد به نشست‌های نامتجانس تکیه‌گاهی حساس‌اند و اختلاف نشست پایه‌ها می‌تواند منجر به بروز لنگرهای قابل ملاحظه‌ای در عناصر باربر عرشه گردد که حاصل آن ایجاد تنش‌های قابل اعتنایی در این اجزا می‌باشد. علاوه بر آن احتمال مسدودشدن و بهم فشرده‌شدن درزها وجود خواهد داشت که احتمال دارد در مکانیسم رفتار پل و به‌ویژه رفتار دینامیکی پل تأثیر جدی داشته باشد.

همچنین احتمال ترک‌خوردگی دال‌ها و تیرهای عرشه، تشکیل لولای پلاستیک و کمانش تیرهای عرشه‌های فولادی نیز وجود خواهد داشت.

تغییرمکان‌های شالوده و جابه‌جایی تکیه‌گاه‌ها اغلب منجر به ترک‌خوردگی پایه‌ها و اعمال نیروی محوری، برش و خمش پیش‌بینی‌نشده بر پایه‌ها گردیده و گاه گسیختگی در اثر جابه‌جایی زیاد ناشی از اعمال نیروهای پیش‌بینی‌نشده یا فروافتادن عرشه از تکیه‌گاه، به دلیل لغزش پایه‌ها یا تغییرمکان جانبی کوله‌ها و یا چرخش شالودهٔ کوله‌ها- به‌ویژه در حین وقوع زلزله- را به دنبال خواهد داشت.

اغلب تغییرمکان‌های خاک زیرشالوده منجر به ترک‌خوردگی عمیق در سازه‌های بتن‌آرمه خواهد گردید.

ج ـ۴ـ۵ـ کنترل‌های لازم به‌منظور بررسی احتمال بروز نشست و تغییرمکان خاک

علاوه بر آثار سازه‌ای و بروز ترک‌های گسترده و عمیق در اعضا و اجزای پل در اثر بروز نشست، معمولاً تغییرمکان‌های شالوده‌ها منجر به انحرافات هندسی به شرح زیر نیز می‌گردند که قابل ردیابی می‌باشند.

الف ـ کنترل شاقولی بودن پایه‌ها

عدم شاقولی‌بودن پایه‌ها، در صورتی‌که مربوط به نارسایی‌های اجرایی نباشد، نشانهٔ تغییرمکان دَوَرانی (تغییر زاویه) شالوده و چرخش تکیه‌گاه یا لغزش و به همراه کشیده‌شدن پایه می‌باشد.

ب ـ کنترل هم راستابودن عناصر عرشه

از جمله تیرهای عرشه، نرده‌های حفاظ، جداول و ...

پ ـ کنترل عملکرد درزهای انبساط

علایم بازشدگی یا دوران در درزهای انبساط نشانهٔ نشست یا گسیختگی خاک زیر شالودهٔ پایه‌های مجاور است. همچنین در اثر تغییرمکان‌های جانبی یا چرخش شالودهٔ کوله‌ها یا لغزش پایه روی خاک احتمال بسته‌شدن یا بیش از حد بازشدنِ درزها یا گیرکردن و بهم فشرده‌شدن درزها یا کاهش فاصله بین درزهای جدایی تعبیه‌شده به‌منظور جداسازی لرزه‌ای را افزایش خواهد داد.

ت ـ کنترل تغییر جهت تکیه‌گاه‌ها

در صورتی‌که محور تکیه‌گاه‌های غلطکی نسبت به محور اولیه تغییر زاویه داده باشد، احتمال وقوع تغییرمکان‌های نسبی شالوده و عرشه وجود خواهد داشت.

ث ـ کنترل عناصر عرشه، دال‌ها، دیوارها و اعضا و اجزای پل و مهاربندی‌ها و عناصر دیافراگم‌ها

وقوع ترک‌خوردگی، کمانش و اعوجاج می‌تواند به‌دلیل بروز تغییرمکان‌های شالوده باشد. در مورد دیوارها احتمال ترک‌خوردگی به دلیل چرخش خاک زیر شالوده کوله‌ها، لغزش و اعمال نیروهای کششی ناشی از روسازی وجود خواهد داشت. در تکیه‌گاه‌های انتهایی تیرها بر کوله‌ها، در صورتی‌که تغییرمکان دیوار اتفاق افتاده باشد، از فاصله آزاد بین انتهای قائم تیر و کوله کاسته‌شده و احتمال برخورد و به هم فشردگی و اعمال تنش محوری بر عناصر عرشه افزایش خواهد یافت.

ج ـ کنترل هم ترازبودن عرشه پل و خاکریز مجاور عرشه در طرفین پل

در اغلب موارد، فرونشست خاکریز، منجر به بروز اختلاف تراز و اشکالات بهره‌برداری و همچنین اعمال بار جانبی بر دیوارها می‌گردد.

چ ـ کنترل فرسایش و آب‌شستگی

در مواقعی که تراز حداقل آب هرگز وضعیت خشک را در بستر ایجاد نمی‌نماید، باید با استفاده از روش‌های ژرفاسنجی و غواصی توسط متخصصین خبره، کنترل فرسایش و آب‌شستگی انجام شود. در هنگام وقوع سیل، اطلاعات قبل از وقوع را باید با اطلاعات برداشت‌شده (در صورت امکان) در حین و پس از وقوع سیل مقایسه نمود.

ح ـ کنترل خاکریز و شیب خاک‌برداری و ایستایی شیروانی

لغزش و علایم زهکشی حاکی از آن‌است که فرونشست و حرکت سریع خاک به‌وقوع پیوسته است و اثرات مربوطه را بر پل باید مورد مطالعه قرار داد.

خ ـ نکاتی چند در زمینه شیوه‌ها و تجهیزات شناسایی علایم و شواهد بروز نشست خاک زیر شالوده

باید به این نکته توجه داشت که استفاده از تجهیزات نقشه‌برداری در ارتباط با بررسی احتمال بروز نشست شالوده‌ها ضروری تلقی می‌گردد. در مورد پل‌های در قوس در پلان نیز انحراف از قوس می‌تواند نشانگر تغییرمکان‌ها و حرکت خاک زیر شالوده باشد. در این زمینه، انتخاب نقطه دید مناسب حایز اهمیت است.

در مورد پل‌های موجود بر فراز آبراه‌ها انجام این کنترل‌ها ممکن است با دشواری‌هایی توأم باشد، لذا انتخاب روش و نحوه اندازه‌گیری و نقاط دید مناسب در این پل‌ها، به‌ویژه در توفیق یا عدم توفیق در کشف نارسایی ناشی از نشست خاک نقش کلیدی خواهد داشت.

ج ـ ۴ـ ۶ـ بررسی کیفی و کمّی مصالح

در ثبت اطلاعات مربوط به وضعیت مصالح نکات عدیده‌ای وجود دارد که باید به آن‌ها پرداخت تا نتایج قابل اعتماد و قابل قبولی از وضعیت عوامل مؤثر در ارزیابی آسیب‌پذیری و رده‌بندی وضعیت و کفایت پل حاصل گردد.

در بندهای ذیل، شیوه‌های بررسی‌های میدانی بصری و همچنین مطالعات تفصیلی‌تر به کمک برخی از ابراز و تجهیزات متداول و آزمایش‌های غیرمخرب در ارتبـاط با مصالح بتنی، فولادی و بنایی برای پل‌های متداول در کشور مورد بحث قرار داده شده است. روش‌های پیش‌بینی عمر مفید باقیمانده مصالح بتنی پل‌ها در پیوست (ح) ارایه گردیده است.

ج ـ۵ـ راهنمای بازبینی فنی و تکمیل شناسنامهٔ فنی اعضا و اجزای فولادی پل‌ها

ج ـ۵ـ۱ـ مصالح فولادی در پل‌های دارای اعضای و اجزای فولادی

فولاد سازه‌ای دارای نسبت مقاومت به وزن یا حجم قابل ملاحظه می‌باشد. از طرف دیگر فولادهای کم‌کربن و کم آلیاژ مورد استفاده در سازه‌های فولادی تا حد ارتجاعی حداکثر حدود ۳۵۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع را می‌توان دارای شکل‌پذیری مطلوب درکاربرد سازه‌ای به منظور رفتار قابل قبول لرزه‌ای درنظر گرفت. همچنین از مزایای فولاد سازه‌ای رفتار تقریباً یکسان مصالح در فشار و کشش می‌باشد و این امر در حالت بارگذاری چرخه‌ای (هیسترتیک) مزیت قابل اعتنایی به‌شمار می‌رود. از طرف دیگر، فولاد را برای مقاصد طراحی می‌توان همگن و همسان (ایزوتروپ) درنظر گرفت و از اختلافات خواص مصالح در جهات متعامد نورد و عمود بر آن صرف‌نظر نمود.

در کاربرد فولاد در پل‌سازی باید اولویت را به شکل‌پذیری بخشید، زیرا نه تنها در اثر پدیده خستگی پرتواتر که در پل‌ها امری بدیهی به‌شمار می‌رود، در مقابل خستگی کم تواتر ناشی از زلزله نیز باید به شکل‌پذیری و قابلیت جذب انرژی در حین شکست به‌عنوان عامل تعیین‌کننده‌ای در ارتباط با جلوگیری از گسیختگی‌های ناگهانی فاجعه‌آمیز توجه نمود.

احتمال بروز تردشکنی ناشی از نوع فولاد و میزان سمنتسیت یا حضور آلیاژهای افزاینده مقاومت و کاهنده شکل‌پذیری و همچنین در اثر عملیات حرارتی ناشی از جوش‌کاری، خستگی پرتواتر یا دمای کمتر از دمای انتقال را نباید از نظر دور داشت. طراحی جزییات صحیح اتصالات و رعایت اصول صحیح برش‌کاری و ممانعت از بروز نارسایی‌های جوش‌کاری، استفاده از مصالح فاقد

نارسایی‌های منجر به بروز تورق، جوش‌کاری در محیط تمیز و جلوگیری از بروز اعوجاجات ناشی از جوش‌کاری از عوامل کلیدی در افزایش عمر خستگی پرتواتر و همچنین ارتقای رفتار لرزه‌ای (رفتارخستگی کم تواتر) پل‌های فولادی می‌باشند. فولاد درصورت حفاظت در مقابل خوردگی، از مصالح بسیار بادوام می‌باشد ولی در مقابل دمای زیاد و درصورت وقوع حریق، زوال مقاومت قابل ملاحظه‌ای از خود بروز می‌دهد. درصورت هرگونه شبهه در ارتباط با کیفیت فولاد مصرف شده و عدم وجود مدارک فنی محموله‌های فولاد مورد استفاده در پروژه، باید انواع آزمایش‌های تعیین مقاومت و شکل‌پذیری مصالح شامل ترکیبات شیمیایی، مقاومت مکانیکی، وجود خلل و فرج و مواد ناخالص، آزمایش ضربه و جوش‌پذیری در مورد مصالح انجام گیرد.

ج ـ۵ـ۲ـ عوامل مؤثر بر اضمحلال مصالح فولادی

در اعضای فولادی پل‌ها معمولاً گونه‌های متداول گسیختگی و خرابی به شرح زیراند.

- خوردگی منجر به کاهش ضخامت اجزا
- ترک‌های ناشی از خستگی و خستگی توأم با خوردگی
- خوردگی تحت تنش تعلیقی
- صدمات ناشی از ضربات اعمالی (که اغلب به حالت اصلاح نشده رها می‌گردد)
- اضافه تنش ناشی از اعمال بار اضافی
- کمانش اعضاء و اجزای (کلی و موضعی) و لهیدگی
- بروز پلاستیسیته گسترده
- شکست استاتیک و دینامیک

اغلب نارسایی‌های منجر به ترک‌خوردگی و گسترش ترک، از نقاط حاد (نقاط تکینگی تنشی و مواضع بروز تمرکز تنش) و نارسایی‌های جوش و پنجه‌ها و ریشه‌های جوش و یا از ناحیه حرارت زده جوش سرچشمه می‌گیرد.

رطوبت و ترکیبات هوا و به‌ویژه حضور در هوای مرطوب، باعث زنگ‌زدگی، به‌خصوص در محیط دریایی می‌گردند. همچنین دودهای صنعتی در اتمسفر، به‌ویژه سولفید هیدروژن باعث اضمحلال فولاد می‌گردند. املاحی که برای ذوب یخ در جاده‌ها بکار می‌روند و حاوی هستند، بر فولاد شُرّه کرده و باعث خوردگی فولاد می‌گردند. در مورد پل‌های روگذرِ خط آهن‌های دارای لکوموتیوهای قدیمی دودزا، اغلب اثرات خوردگی در صورت عدم حفاظت و نگهداری به میزان گسترده مشاهده می‌گردد. آب دریا و لجن در مورد فولاد حفاظت‌نشده مانند شمع‌های فولادی مستغرق در دریا و آب‌های گل‌آلود، اغلب اضمحلال جدی و کاهش مقطع قابل ملاحظه‌ای در اثر حمله کلراید ایجاد می‌نمایند. به‌ویژه در ناحیه بالا و پایین رفتن آب، این اثر عمیق‌تر وگسترده‌تر است.

به‌طوری‌که اشاره شد، ترک در فولاد از اتصالات، در محل شروع و انتهای جوش‌ها، از نارسایی‌های جوش، یا منطقه خورده شدهٔ فلز یا از نارسایی‌های فلز مبنا شروع می‌شود و آنقدر گسترش می‌یابد تا ضعف مقطع نیز گسترش یابد که در صورت عدم کشف نارسایی، می‌تواند منجر به شکست ناگهانی گردد. بازرسی فنی باید بر ماهیت هر یک از ترک‌ها، موقعیت و جهت آن‌ها توجه نماید تا

دلیل بروز آن روشن گردد. متأسفانه کثیف‌بودن سطح فولاد، وجود رسوبات و زنگ‌زدگی مانع مشاهده ترک‌ها با چشم غیرمسلح می‌گردند.

لذا باید بازدیدکننده نقاط حاد را از نظر بروز و گسترش ترک شناسایی و سطوح مربوطه را عاری از کثافات و کاملاً تمیز نماید. استفاده از مایع نفوذپذیر پس از تمیزکردن و صیقل‌دادن سطوح در مواضع حساس به شناسایی ترک‌های سطحی کمک می‌نماید. متعاقباً پرسنل آموزش‌دیده قادر خواهند بود دلایل و موقعیت و میزان گستردگی ترک‌ها و سطوح خورده شده را به دقت قابل قبولی ثبت نمایند. این اطلاعات برای تحلیل به‌منظور رده‌بندی وضعیت اعضا و اجزای پل و اتخاذ تدابیر لازم پیش‌گیرانه برای ممانعت از گسترش بیشتر اضمحلال مورد استفاده قرار داده می‌شود. لازم است با استفاده از کولیس عمق نارسایی‌ها را اندازه‌گیری کرد تا سطح مقطع سالم و میزان مقطع از بین رفته تا حدودی مشخص گردد. در سازه‌های رنگ‌شده، جدایی رنگ و آثار زنگ‌زدگی احتمال وجود ترک ناشی از خستگی را نیز یادآوری می‌نماید. پس از تمیزکردن و صیقل دادن سطوح، بازبینی با لوازم اپتیک یا مایع نفوذپذیر جهت شناسایی ترک‌ها و طول ترک‌ها مفید خواهد بود.

در صورت یافتن ترک در هر بخش از جزییات، لازم است کلیه جزییات مشابه در همان مواضع بازبینی شود. درصورت اعمال اضافه تنش ناشی از اضافه بار یا اثرات حرارتی یا زوال مقاومت، احتمال سیلان و باریک اندامی در اعضای تحت کشش و کمانش در اعضای تحت فشار مطرح گردیده و باید علت بروز اضافه تنش بررسی شود. هرگاه به عللی عملکرد مختلط فولاد و بتن در پل‌های مختلط دچار خدشه شود و همچنین در حالت بروز ضعف در دیافراگم‌ها و مهاربندی‌ها یا نشست تکیه‌گاه‌ها، معمولاً اثرات ناشی از اضافه تنش حایز اهمیت خواهد بود.

ج ـ۵ـ ۳ـ سایر عوامل موثر بر رفتار اعضای فولادی

اگر برخلاف انتظار درصورت عدم عملکرد مطلوب درزهای انبساط از تغییرشکل‌های آزادانه حرارتی ممانعت به عمل آید و قیود حرارتی ایجاد گردد، معمولاً تنش‌های حرارتی قابل ملاحظه‌ای در پل‌ها ایجاد می‌گردند که در محاسبات طراحی منظور نگردیده‌اند و منجر به جاری‌شدن، گسیختگی، شکست و کمانش می‌گردند. احتمال گسیختگی در محل اتصالات بیشتر از سایر نقاط است. در اتصالات جوشی احتمال وقوع شکست ترد و در پیچ‌ها و پرچ‌ها احتمال شکست ناشی از برش یا کشش قابل ملاحظه خواهد بود. همچنین خرابی میل مهارها در تکیه‌گاه‌ها محتمل خواهد بود.

در گوشه‌های تیز، تغییرات ناگهانی مقاطع در عرض یا ضخامت یا در سطوح نامکفی تکیه‌گاهی، تمرکز تنش که تابع ویژگی‌های هندسی و نحوه اعمال بار خواهد بود، بروز خواهد نمود و شرایط را برای شروع و گسترش ترک ناشی از خستگی یا اعمال نیروهای دینامیکی مساعد خواهد نمود.

از طرف دیگر، اثرات حرارت زیاد ناشی از حریق باعث تغییرشکل‌های قابل ملاحظه در اعضای فولادی و زوال مقاومت می‌گردد.

همچنین درصورتی‌که درمواردی‌که ارتفاع آزاد استاندارد تأمین نشده باشد، یا وسایط نقلیه با ارتفاع خارج از استاندارد قصد تردد داشته باشند، احتمال برخورد وسایط نقلیه زیرگذر به اعضای عرشه یا برخورد وسایط نقلیه در پل‌های خرپایی توگذر و میان‌گذر حفاظت‌نشده با نرده‌ها و جداول حفاظ وجود داشته باشد، اعمال خسارات قابل ملاحظه‌ای به اعضای باربر عرشه پل مورد انتظار خواهد بود . متأسفانه در سطح کشور پل‌های متعددی را می‌توان مشاهده کرد که خساراتی از این دست به آن‌ها وارد آمده و به حالت اصلاح‌نشده رها شده‌اند و ضربات و خسارات مجدداً و مستمراً وارد آمده و اثرات تجمعی خسارات اصلاح نشده می‌تواند به کاهش

ظرفیت باربری و نهایتاً فروریزی پل منجرگردد. استفاده از کودهای حیوانی در فضاهای سبز اطراف پایه‌ها و کوله‌ها علاوه بر معضلات بهداشتی، با اثر مستقیم شیمیایی خود منجر به خوردگی و زنگ‌زدگی می‌گردد. لذا باید از تماس آن با اجزای فولادی ممانعت به عمل آورد.

نقاط بحرانی در ارتباط با بروز شکست، شامل نقاط حاد حاصل از نارسایی‌های جوش‌کاری (به‌ویژه جوش دستی کارگاهی) جوش‌های غیریکنواخت، جوش‌های بخیه، محل قطع ورق‌های اتصال، اتصال تیرهای عرضی عرشه به شاه‌تیرها، ورق‌های اتصال دیافراگم‌ها، سخت‌کننده‌های جان و اتصال آن‌ها به بال کششی، گل‌میخ‌های نصب شده در بال فوقانی واقع بر تکیه‌گاه ممتد، نقاط در معرض زنگ‌زدگی، نقاط تکینه و مواضع تمرکز تنش، مقاطع دارای تغییرات ناگهانی در ابعاد و ضخامت می‌باشند. با توجه به ماهیت شکست ترد و ناگهانی ناشی از خستگی، لازم است کنترل مستقل تصادفی توسط متخصصین حاذق علاوه بر مجموعه تیم بازرسی فنی انجام شود.

روش‌های غیرمخرب برای شناسایی ترک‌ها بطور متداول شامل روش‌های مایع نفوذپذیر (نارسایی‌های سطحی) براده‌های مغناطیسی (نارسایی‌های سطحی و کم‌عمق)، پرتونگاری (نارسایی‌های در عمق) و روش ماورای صوتی (نارسایی‌های واقع در عمق برای اعضای تخت) می‌گردد. روش‌های دیگر از دیدگاه میزان کارایی گسترش کاربرد عملی هنوز در مراحل تحقیقاتی و مطالعاتی قرار دارند؛ اگرچه در کار بردهای در سطوح پژوهش‌های آزمایشگاهی برخی از این روش‌ها مورد استفاده قرار دارند.

ج ـ۵ـ۴ـ نکات حایز اهمیت در تدوین پرسشنامه‌های مرتبط با وضعیت قطعات فولادی

در جمع‌آوری اطلاعات و بازدید اعضای فولادی لازم است موارد زیر در پرسشنامه‌ها مطرح گردیده باشد تا به بازدیدکننده توجه لازم داده شود؛ زیرا وی ناگزیر به بررسی موارد مطروحه در شناسنامه‌های فنی و تکمیل پرسشنامه‌های شناسنامه فنی و همچنین پرسشنامه‌های مربوط به بازدیدهای فنی ادواری می‌باشد و به این وسیله موارد مهم مذکور در مطالعات از قلم نیفتاده، محذوف نخواهند گردید.

- خوردگی: میزان، گستردگی (وسعت)، عمق (شامل خوردگی ناشی از شرایط اقلیمی و جوی، دود لکوموتیوهای زیرگذر و ...)
- نارسایی‌های اتصالات پیچی و پرچی: پیچ‌ها و پرچ‌های شل، خم‌شده، بریده، کله‌های بریده در پرچ‌ها ...، در محل اتصالات نبشی‌های مهاری به جان در انتهای تیرورق‌ها، اتصالات انتهایی، اتصالات در تقاطع تیرهای عرضی و اصلی طولی، تقاطع تیرهای عرضی و مهاربندی‌ها، سایر اتصالات، ...
- ترک‌خوردگی: ناشی از خستگی، خستگی توأم با خوردگی، ترک‌خوردگی در تکیه‌گاه‌ها، اتصالات (به‌ویژه اتصالات جوشی)، جوش و ناحیه حرارت زده، در محل برخورد جان به بال، محل اتصال جوشی ورق‌های تقویتی بال کششی، محل اتصال گل-میخ‌ها در ناحیه لنگر منفی مجاور تکیه‌گاه‌ها، مواضع بروز تمرکز تنش و تکینگی تنشی، مواضع حضور نارسایی‌های ناشی از جوش، اتصالات پیچی، پیچ‌ها و ...
- کمانش و لهیدگی: در اجزا و جان در نزدیکی تکیه‌گاه‌ها
- کمانش اعضای مهاری: در مهاربندی‌های دیافراگم‌های عرضی قائم و افقی (کف)
- تکیه‌گاه‌ها: عملکرد تکیه‌گاه‌های لغزشی و درزهای انبساط، خوردگی و اضمحلال تکیه‌گاه‌ها

- آثار اعمال ضربه: اثرات ضربات احتمالی اعمال شده در اثر عبور وسایط نقلیه زیرگذر یا وسایط نقلیه گذرنده بر اعضای سازه‌ای قوس‌ها و خرپاها در پل‌های میان‌گذر و توگذر.

ج ـ۵ـ۵ـ مواضع مستعد بروز نارسایی‌ها

با توجه به آنکه برخی از مواضع پل‌ها بیش از سایر نقاط مستعد بروز نارسایی‌های خاص می‌باشند، طبعاً دقت و توجه بیشتر در بازبینی فنی این مواضع در حین بازدیدها و جمع‌آوری و ذخیره اطلاعات شناسنامه‌ها و گزارشات بازدیدها ضروری است.

- مواضع در معرض‌تر و خشک‌شدن، بالا و پایین رفتن مستمر آب دریا
- مناطق در معرض جریان متغیر و مغشوش آب
- مواضع در معرض باد دریا
- مواضع در معرض دود لکوموتیوهای زیرگذر
- اتصالات
- تکیه‌گاه‌ها
- اجزا و عناصر عرشه در مجاورت تکیه‌گاه‌ها
- مواضع بروز تمرکز تنش و تکینگی تنشی
- سطوح تماس بال فوقانی تیر ورق و دال فوقانی عرشه در تیر ورق‌های مختلط با بتن فوقانی
- سطوح داخلی پل‌های جعبه‌ای

ج ـ ۵ـ ۶ـ موارد ویژهٔ خرپاهای فولادی

در مورد عرشه‌های متشکل از سازه‌های خرپایی راهنمای زیر را می‌توان به‌کار بست.

- هر نوع انحراف باید با دقت بررسی شود.
- هر عضو خرپا باید کنترل شود.
- مشاهده بصری با دید در امتداد طول راه و در طول اعضای افقی اصلی برای کنترل هم راستا بودن قائم و افقی به عمل آید.
- اعضای فشاری فولادی برای کمانش کنترل شوند.
- اتصال اعضای فشاری برای انتقال فشار کنترل شود (اتصالات تماسی برقرار باشد).
- اعضای کششی مرکب برای تحمل تنش‌ها به تناسب مقطع کنترل شوند.
- اعضای مهاری و اتصالاتشان کنترل شوند و اطمینان حاصل گردد پیچ‌ها درحالت سفت بوده و تماس برقرار است.
- اعضای مهاریِ کششی لاغر (شامل میل‌گردها) و اتصالات مفصلی برای ترک‌خوردگی کنترل شوند.
- اعضای خرپا برای هرگونه صدمه ناشی از ضربه وسایط نقلیه کنترل شوند.
- اعضای افقی قاب‌های پرتال برای ضربه وسایط نقلیه– با ارتفاع زیادتر از میزان مجاز– کنترل شوند.

- کفایت سیستم مهاربندی عرضی و جانبی بررسی شود و در این زمینه قضاوت مفهومی مهندسی براساس ارتعاش و میزان تغییرمکان عرضی به‌عمل آید.
- اتصالات برون محور با دقت بررسی شوند.
- وضعیت رنگ قطعات و اتصالات بررسی گردد.
- میزان و عمق و وسعت زنگ‌زدگی‌ها بررسی شود (به‌ویژه وقتی نمک ذوب یخ ریخته و گل و شل ایجاد شده در اثر ترافیک به جداره خرپا پرتاب می‌شود).
- کنترل دورادور پیچ‌ها و پرچ‌ها و اتصالات از نظر زنگ‌زدگی به‌عمل آید.
- کنترل پیچ‌ها از نظر شل‌شدگی، فرسودگی، خم‌شدگی یا بریدگی (ناشی از نیروی برشی) و شکست ناشی از کشش به‌عمل آید.
- کنترل به‌عمل آید که مفصل‌ها و پیچ‌ها و مهره‌ها در محل خود قرار داشته و به‌طور مفید و مؤثر عمل می‌نمایند.
- هرگونه تغییرشکل در اتصالاتی که از چندورق روی هم تشکیل شده‌اند، ردیابی شود زیرا ممکن است لابه‌لای آن‌ها در اثر رطوبت زنگ‌زده و منبسط شده باشد و به اطراف فشار وارد آورد.

ج ـ ۵ـ۷ـ مطالعات میدانی پل های فولادی تیرها، تیر ورق‌ها و تیرهای جعبه‌ای در عرشه‌های مختلط و همچنین خرپاهای فولادی

در مطالعات میدانی فعالیت‌های زیر را باید به دقت مورد توجه قرار داد.

- بررسی وضعیت سیستم حفاظت (رنگ، گالوانیزاسیون و ...)
- بررسی میزان خوردگی (سرطان فولاد)
- ارزیابی میزان کاهش سطح مقطع
- ردیابی ترک‌ها و نارسایی‌ها در اتصالات جوشی و پیچی منجر به شکست جوش و پیچ
- ارزیابی کیفیت مصالح در محل تماس فولاد با بتن
- بررسی علل نارسایی‌ها در نقاط چکه‌کردن و شُرّه‌کردن آب
- شناسایی نوع، میزان و کیفیت خوردگی: زنگ‌زدگی یا پوسته پوسته و لایه‌لایه‌شدن

ج-۶- راهنمای بازبینی فنی و تکمیل شناسنامهٔ فنی اعضا و اجزای بتن‌آرمه و بتن پیش‌تنیده

ج-۶-۱- مصالح در پل‌های دارای اعضا و اجزای بتنی مسلح و پیش‌تنیده

لازم است کلیه حالات بروز اضمحلال در سازه‌های بتن‌آرمه تحت تاثیر عوامل خارجی و داخلی از جمله موارد زیر مورد بررسی قرار گیرد.

- مقاومت
- تخلخل: جذب آب از طریق عملکرد کاپیلاری و عبور آب تحت فشار
- قابلیت انبساط به میزان محدود بدون ترک‌خوردگی: باید توجه داشت که بتن این قابلیت انبساط را به میزان محدودی دارا است.
- مقاومت در مقابل حرارت: بتن با کیفیت بالا و تقریباً عاری از تخلخل، مقاومت خوبی در مقابل آتش‌سوزی دارد. معذلک حرارت زیاد حتی در مدت کوتاه، باعث اعمال خسارت به بتن می‌گردد. معمولاً پس از بروز چنین وقایعی لازم است ارزیابی خسارت به عمل آید.

  اگر از فولاد با مقاومت بالا یا فولاد پیش‌تنیدگی استفاده شود، مقاومت در مقابل حرارت کاهش می‌یابد. حتی در دمای پایین‌تر از ۴۰۰ درجهٔ سانتیگراد، ممکن است مقدار قابل ملاحظه‌ای از مقاومت عضو از دست برود؛ درصورتی‌که بتن در این دما مقاوم است.
- الاستیسیته: تحت بارهای طویل‌المدتِ منجر به خزش، مدول الاستیسیته به مقدار قابل ملاحظه‌ای کاهش می‌یابد که منجر به افزایش تغییرمکان با زمان خواهد گردید.
- پایایی: در مورد بتن متخلخل، قرارداشتن عضو و سازهٔ بتن‌آرمه در معرض محیط مهاجم، علاوه برکاهش مقاومت، موجب کاهش پایایی بتن می‌گردد. درعین حال، با افزایش نسبت آب به سیمان انتظار می‌رود که در شرایط اجرایی مشابه، پایایی و دوام کاهش یابد. بتنی که به خوبی متراکم شده و کم تخلخل باشد، معمولاً بتن پایایی نیزخواهد بود.
- ناهمگنی: اعضا و اجزای بتن‌آرمه در واقع از مصالح مختلط ناهمگن (انیزوتروپیک) تشکیل شده‌اند. یعنی خواص مقاومتی آن‌ها در جهات و امتدادهای متفاوت تغییر می‌نماید.

ج-۶-۲- عوامل مؤثر بر اضمحلال بتن

عوامل زیر را می‌توان به عنوان موارد عمده منجر به اضمحلال بتن برشمرد.

- یخ‌زدگی و ذوب شدن، به‌ویژه در دوره‌های متوالی: سیکل‌های متوالی یخ‌زدگی و ذوب باعث کریستالیزه‌شدن مجدد و اثرات اضمحلالی مربوطه می‌گردند.
- حملات عوامل شیمیایی ناشی از مواد ذوب‌کنندهٔ یخ و مواد موجود در خاک (و رطوبت موجود در خاک) و محیط ساختگاه و همچنین بدنهٔ بتنی: در حضور عناصر و ترکیبات مشخص و به میزان مکفی، املاح و ترکیبات شیمیایی مزبور حملات شیمیاییِ منجر به تخریب و اضمحلال بتن را موجب خواهند شد.

- آرماتور فولادی زنگ‌زده: تشکیل اکسید آهن و ایجاد تمایل به افزایش حجم (ناشی از تشکیل زنگ فولاد) منجر به اعمال فشار شعاعی انبساطی در اطراف میلگرد به بتن می‌گردد. این امر منجر به ترک‌خوردگی و ورآمدن بتن و قرارگرفتن فولاد در معرض مواد خورنده گردیده و فرآیند خوردگی به‌صورت پیشرونده ادامه خواهد یافت.
- نفوذ آب از طریق ترک‌ها و حفرات در بتن سخت‌شده منجر به حل هیدروکسید کلسیم و برخی ترکیبات دیگر می‌گردد. با حضور انیدریدکربنیک اتمسفر، در سطوح ترک‌هایی بروز می‌نمایند که گواه متقنی در ارتباط با رسوب کلسیم کربنات می‌باشند. این رسوب در شرایط مرطوب باعث کاهش pH رطوبت می‌شود و لذا خاصیت اسیدی در محیط افزایش یافته، مصالح فولادی مستعد خوردگی و زنگ‌زدگی می‌گردند.
- کرنش‌های حرارتی نامتجانس: گرادیان حرارتی شدید که ایجاد اختلاف دمای زیادی بین سطح خارج و داخل بتن می‌نماید، می‌تواند به اضمحلال منجر شود. اگر ضریب انبساط حرارتی سنگدانه کمتر از خمیر سیمان باشد، در اثر این پدیده، تنش‌های کششی قابل ملاحظه‌ای ایجاد می‌شود.
- حضور سنگدانه‌های ناسالم، کم مقاومت یا حساس در مقابل هوازدگی، رطوبت و سرما.
- حضور سنگدانه‌های مستعد واکنش با سیمان دارای خاصیت قلیایی زیاد: که منجر به ترک‌خوردگی و ضعف قابل ملاحظه حاصل از آن می‌گردند.
- فرسایش ناشی از ترافیک و ضربه، به روسازی صدمه وارد می‌آورد. در موارد بسیاری شاهد آن بوده‌ایم که جداول، جان‌پناه‌ها و پایه‌ها در اثر ضربه وسایط نقلیه صدمه دیده‌اند. همین‌طور در لبه‌های درزها و اتصالات، آثار ترک‌خوردگی ناشی از فرسایش و ضربه را باید جستجو نمود.
- حرکات شالوده: می‌تواند منجر به ترک‌خوردگی‌های عمیق در سازه بتنی گردد.
- انقباض و تلاش‌های خمشی: در اثر این عوامل تنش‌های کششی ایجاد می‌گردند که علاوه بر اثرات مستقیم سازه‌ای، منجر به نفوذپذیری بیشتر، تسریع در روند اضمحلال مصالح و کاهش پایایی می‌شوند.

ج-۶-۳- اعضای بتن آرمه

اعضای بتن‌آرمه را باید برای موارد زیر مورد بررسی قرار داد.

- زنگ‌زدگی آرماتور فولادی
- ترک‌خوردگی
- کربناته‌شدن
- ورآمدن لایه‌های سطحی

بخش‌های در معرض اتمسفر خورنده یا جهت وزش باد از جمله جانِ تیرهای بتنی و سطوح زیرین عرشه را باید تحت بررسی تفصیلی قرارداد.

ج-۶-۴- اعضای بتنی پیش‌تنیده

در این اعضا باید موارد زیر را مورد توجه خاص قرار داد.

- کاهش پیش‌خیز
- تغییرمکان بیش از حدود قابل پذیرش
- ترک‌خوردگی
- اضمحلال بتن
- هم راستا بودن تیرها

مواضع بحرانی در اعضای پیش‌تنیده عبارت‌اند از: مهارهای انتهایی، محل تقاطع دیافراگم‌ها و همچنین سطح زیرین تیر در وسط دهانه و سطح زبرین در تکیه‌گاه.

ج-۶-۵-تیرهای با مقاطع T شکل و جعبه‌ای

- ترک‌خوردگی غیرعادی و شکست در بتن به‌ویژه در مواضع تکیه‌گاهی
- ارتعاش زیاده از حد یا تغییرمکان قابل ملاحظه
- ضربه وسایط نقلیه مرتفع زیرگذر

ج-۶-۶-پل‌های متشکل از تیر و دال (پیش‌تنیده یا غیرپیش‌تنیده)

نکات و مواضع حایز اهمیت و قابل توجه جهت جمع‌آوری اطلاعات شناسنامه‌های فنی و ارزیابی وضعیت موجود در پل‌های بتن‌آرمه یا پیش‌تنیده متشکل از تیر و دال را به شرح زیر می‌توان خلاصه نمود.

در ارتباط با ورآمدن بتن: مواضع انتهای تیر، روی تکیه‌گاه‌ها، در لبه‌ها و در سطح انتهایی تیرهای پس‌کشیده مورد توجه قرار داده شود.

در ارتباط با ترک‌خوردگی: مواضع زیر مورد بررسی ویژه قرار داده شوند.

- زیر دال
- زیر و پهلوی تیرها
- انتهای تیرها (ترک‌های مورب)
- در طول مسیر تاندون‌ها
- در انتهای بلوک‌های مهاری
- اتصالات و درز قطعات پیش‌ساخته

ترک‌خوردگی‌های عرشه، تیر و دیافراگم، بسته به نوع و موقعیت می‌تواند نشانه گسیختگی کابل‌ها یا کمبود میزان آرماتور عرضی یا عدم کفایت میزان پیش‌تنیدگی عرضی باشد.

در ارتباط با وضعیت دوغاب دور کابل‌های پیش تنیدگی:

- وجود و وضعیت بتن ریزدانهٔ روان تزریق شده در داکت‌های تاندون‌ها حایز اهمیت است. این بتن باید کاملاً داکت را پر کند و در زمان بازرسی خشک باشد. روش‌های غیرمخرب برای این امر موجود است و در نقاط حساس در مسیر داکت می‌توان از این روش‌ها بهره جست. اگر بتن ریزدانهٔ مزبور حاوی یون کلرید باشد، یا آنکه در زمان بازبینی فنی مرطوب یا متخلخل باشد، باید مطالعات بیشتری انجام داد و تعیین دلیل و رفع نقص نمود.

ج-۶-۷- پل‌های پیش‌تنیده جعبه‌ای

در مورد این پل‌ها نیز راهنمایی‌های زیر را می‌توان به‌صورت عمومی ارایه نمود.

- سطح داخلی عرشه جعبه‌ای باید به دقت بازدید و ترک‌ها برداشت شود.
- مطالعه جامعی در مورد نقشه‌ها و مدارک فنی و تاریخچه ترمیم‌ها و کارهای کارشناسی قبلی به عمل آید.
- مطالعه میدانی مقدماتی جهت اتخاذ تصمیم در زمینه‌های:
  - پایش
  - از رده خارج ساختن
  - تقویت و ترمیم و بهسازی
  - تخریب و نوسازی

  به عمل آید.
- با بررسی نقشه‌ها و انجام مطالعات میدانی در مورد نوع آزمایش‌های غیرمخرب و مخرب و آزمایش‌های بارگذاری اتخاذ تصمیم به عمل آید.

ج-۶-۸- نکات دیگر حایز اهمیت

- سطوح زیرین دال‌ها در عرشه‌های مختلف بتن‌آرمه و جعبه‌ای و سطوح داخلی و خارجی تیرهای جعبه‌ای را باید به دقت مورد بازبینی قرار داد.
- هرگونه جابه‌جایی در مفاصل را باید مورد توجه قرار داد و در صورت مشاهده، لازم است مطالعه بیشتر برای تعیین دلیل بروز به عمل آید.
- در مورد ترک‌ها باید موقعیت و جهت و مسیر و الگوی ترک‌ها را برداشت نمود تا این امکان فراهم شود که در بازدید بعدی از طریق مقایسه، نرخ رشد و گسترش ترک‌ها مورد بررسی قرار داده شود.

ج-۶-۹- راهنمای جمع‌آوری اطلاعات

به‌طوری‌که ذکر شد، نارسایی‌های زیر در بتن با توجه به کیفیت بتن و تحت شرایط معین احتمال بروز دارند.

- ترک‌خوردگی
- کرمو بودن و تخلخل

- عدم انسجام و تراکم و یکنواختی مصالح
- شوره‌زدگی و رسوب املاح در سطح بتن پس از تبخیر آب
- پوسته‌پوسته‌شدن
- لایه‌لایه ورآمدن
- خردشدگی، پکیدگی ناشی از افزایش حجم داخلی، هوازدگی، فشار یا ضربه و ترکیدگی
- خردشدگی و شکست و بیرون پریدن بخش‌های کوچک مخروطی شکل کوچک و کم‌عمق از سطح بتن به دلیل فشار داخلی
- بیرون‌زدن شیره از لبه قالب
- فرسایش
- خسارات و صدمات ناشی از اعمال ضربهٔ وسایط نقلیه
- سایش سطحی و نمایان گشتن سنگدانه‌ها در سطح بتن
- اضافه بار و خسارات سازه‌ای ناشی از آن

ترک‌خوردگی

ترک‌خوردگی بتن معمولاً بدون بهره‌گیری از ابزار اپتیک قابل تشخیص و ردیابی است. ولی در موارد لازم ترک‌سنج‌ها و ابزار لازم (از قبیل تجهیزات ماورای صوتی) را برای اندازه‌گیری طول و ضخامت و عمق و طبقه‌بندی ترک‌ها باید مورد استفاده قرار داد.

ترک‌های هر قطعهٔ بتنی را نمی‌توان به سادگی اندازه‌گیری کرد ولی اگر چه برخی از این ترک‌ها ممکن است از نظر سازه‌ای چندان مهم به‌نظر نرسند، ولی توصیه می‌شود که حتما درگزارش ذکر گردند، زیرا بسیاری از این نوع ترک‌ها در نتیجه ترکیب عوامل چندی اتفاق می‌افتند و درصورت عدم شناسایی و اقدام پیشگیرانه و به موقع می‌توانند به شکست ناگهانی و فاجعه‌آمیز پل منجر گردند.

ترک‌های با ضخامت متوسط تا عریض و عمیق را باید به دقت ثبت کرد؛ زیرا این گونه ترک‌ها در مقاومت کوتاه‌مدتِ عناصر مستقیماً تأثیر گذارند. لذا این ترک‌ها را باید مستمراً پایید و درصورت مشاهده، طی گزارش بازدید، نحوهٔ پایش آن‌ها را توصیه کرد.

ترک‌ها را می‌توان به دو دسته تقسیم‌بندی کرد:

- ترک‌های سازه‌ای که درصورت مشاهده باید در مورد رفع نارسایی مربوطه اقدام فوری به‌عمل آورد.
- ترک‌های غیرسازه‌ای (ناشی از اثرات حرارتی، انقباض و ...) که می‌تواند منجر به مشکلات نگهداری و تسریع در اضمحلال مصالح و کاهش پایایی بتن و همچنین بروز تنش‌های پیش‌بینی‌نشده و آثار سازه‌ای مترتبه گردد.

پوسته‌پوسته‌شدن بتن

عبارت است از: از بین رفتن مداوم و تدریجی سطح ملات و سنگدانه در یک ناحیه که می‌توان میزان گستردگی آن را به حالات کم، متوسط، زیاد و جدی (بسیار زیاد) طبقه‌بندی نمود.

ورآمدگی لایه‌لایه

ورآمدن لایه‌ای بتن در اغلب موارد در تراز لایه آرماتورهای بیرونی اتفاق می‌افتد و دلیل اصلی آن انبساط ناشی از زنگ‌زدگی فولاد به دلیل نفوذ یون‌های کلراید و املاح می‌باشد. نواحی دارای این نارسایی در صورت ضربه‌زدن با چکش صدای توخالی می‌دهند. وقتی ناحیه جداشده کاملا از عضو جدا شد و ورآمد، یک ناحیه مخروطی شکل با قاعده دایروی یا بیضوی خالی می‌ماند.

ج-۶-۱۰- مطالعات میدانی و آزمایش‌های کمّی

بازبینی فنی بتن باید هم بصری باشد و هم آزمایش‌های فیزیکی را شامل شود. بازبینی بصری معمولاً برای دو نوع از نارسانی‌ها: ترک‌های نسبتاً عریض و اثرات زنگ‌زدگی آرماتور فولادی مکفی می‌باشد.

ترک‌خوردگی در تیر پیش‌تنیده را- که منجر به نفوذ آب و املاح به داخل و زنگ‌زدگی کابل‌ها می‌گردد- باید از دستهٔ نارسایی‌های جدی تلقی کرد.

زنگ‌زدگی فولاد به دلیل کاهش مقطع فولاد، منجر به کاهش مقاومت می‌گردد و همچنین باند بین فولاد و بتن تضعیف می‌گردد. ورآمدن بتن معمولاً از آثار ناشی از زنگ‌زدگی است. به‌طوری‌که قبلاً هم ذکر شد، طول، جهت، موقعیت وگستردگی ترک‌ها و آثار و علایم زنگ‌زدگی را باید به دقت مشخص نمود و در گزارش ارایه کرد.

علاوه بر چکش‌زدن و گوش‌دادن به صدا برای تشخیص فضاهای خالی، که امری تقریبی است و دقت نتایج به تجربه بازدیدکننده وابسته است، می‌توان از روش‌های زیر نیز در موارد لازم استفاده نمود که منجر به افزایش دقت گردیده و برخی از آن‌ها به نتایج کمی منجر می‌گردند.

الف- روش مخرب: اخذ نمونه (مغزه) های استوانه‌ای از بتن مطابق ضوابط استاندارد.

ب - روش‌های غیرمخرب، شامل:

- استفاده از تجهیزات مشخص‌کننده سطوح عرشه لایه‌لایه‌شده
- رادارهای نفوذکننده در زمین، توموگرافی مادون قرمز برای ردیابی میزان اضمحلال عرشه
- بهره‌گیری از الکترود سولفات مس و همچنین روش‌های اتمی برای تعیین فعالیت‌های مربوط به خوردگی
- اسکنرهای آرماتوریاب برای تعیین موقعیت آرماتورها و ضخامت قشر بتنی محافظ
- روش‌های واکنشی و نفوذی برای تعیین مقاومت بتن سطحی مانند استفاده از چکش اشمیت
- استفاده از تجهیزات ماورای صوتی برای سنجش چگالی و عمق ترک‌ها
- استفاده از ژئورادارها
- ترک‌یابی با بهره‌گیری از اسکنرهای حرارتی جهت ردیابی ترک‌های ایجادشده در تمامی ضخامت

ج-۶-۱۱- نکاتی در مورد اعضای بتن‌آرمه و راه‌کارهای اصلاحی

بتن پوشش محافظ آرماتور در اعضای در معرض یون کلرید دارای پتانسیل ورآمدن ناشی از خوردگی آرماتور خواهند بود، همچنین پوسته‌شدن ناشی از سیکل یخ‌زدگی و ذوب‌شدگی و ترک‌خوردگی ناشی از انقباض (خشک‌شدگی)، ترک‌های خمشی یا

ناشی از تغییرمکان‌های نامتجانس، از موارد حایز اهمیت دیگر می‌باشند. بهره‌گیری از مواد پیشرفته مانند پلیمرها و بتن‌های متشکل از سیمان هیدرولیکی با عملکرد بالا برای تعمیرات بتن مضمحل شده مفید خواهند بود.

چون ورآمدگی لایه بتنی محافظ آرماتور ناشی از خوردگی است، که در اثر کلریدها اتفاق می‌افتد، علاج مساله ممانعت دایمی از فرآیند خوردگی است. در این زمینه نکات زیر را می‌توان یادآوری نمود.

- حفاظت کاتدیک، امری مؤثر است ولی عملاً به ندرت مورد استفاده قرار داده می‌شود و استفاده از آن به پروژه‌های خاص و وسیع و در شرایط محیطی ویرانگر محدود گردیده است. لازم به یادآوری است که ابزار پایش وضعیت حفاظت کاتدیک نیز در حال گسترش بوده و پیشرفت‌های قابل اعتنایی در این زمینه حاصل گردیده است. همچنین درصورت کاهش هزینه‌ها احتمال گسترش این روش در آتیه دور از ذهن نخواهد بود.
- استفاده از فولاد ضد زنگ، در صورتی‌که از نظر ملاحظات اقتصادی توجیه‌پذیر باشد، درکاهش این مشکلات مفید خواهد بود.
- همچنین تحقیقات در زمینه حذف یا کاهش یون کلر در محیط بتن نیز آتیه روشنی دارد.
- تحقیقات در زمینهٔ ابداع ابزار پایش خوردگی در حال تکامل است.
- بتن پلیمری بسیار مؤثر است. بهره‌گیری از بتن بسیار زود سخت‌شونده حاوی سیمان هیدرولیکی نیز این امکان را فراهم می‌سازد که تنها طی نصف روز بتوان ترافیک را از محل ترمیم‌شـده عبور داد
- پوشش‌های حفاظتی روکش روی روسازی و همچنین ایزولاسیون مؤثر باعث کاهش و به تعویق افتادن زمان شروع خرابی‌ها و خوردگی عرشه‌ها می‌گردد.
- روسازی را نیز می‌توان با استفاده از بتن با عملکرد بالا انجام داد. بتن پاشی با میکروسیلیکا که منجر به‌کاهش نفوذپذیری خواهد گردید نیز در امر کاهش نفوذپذیری بسیار مؤثر است.
- مواد نظیر را می‌توان برای ممانعت از پوسته‌پوسته‌شدن به‌کار برد ولی روش بهتر در دال‌های عرشه بتن‌آرمه بهره‌گیری از بتن هوا دمیده است که البته کاهش مقاومت به میزان اندکی را به دنبال خواهد داشت.
- ترک‌ها را می‌توان با مصالحی مناسب که به بتن تزریق یا تپانده می‌شوند، پر نمود.
- روش خاص ترمیم بستگی به تعداد و اندازه (ضخامت و طول و عمق) ترک‌ها دارد. ظاهراً هنوز روشی برای پرکردن ترک‌های نسبتاً مویین فعال و در حال گسترش یافت نشده است.
- یک ماده با ویسکوزیته کم و با وزن مولکولی نسبتاً زیاد، می‌تواند ترک‌های ناشی از انقباض را درزبندی کند.

ج-۷-تخصیص امتیاز و رتبه‌بندی

ج-۷-۱-تخصیص امتیاز در ارتباط با ظرفیت باربری

رتبه‌بندی و تخصیص امتیاز در ارتباط با تعیین ظرفیت ایمن باربری سازه موجود از این نظر در چارچوب ارزیابی آسیب‌پذیری و بهسازی لرزه‌ای پل‌ها حایز اهمیت است که در صورت عدم کفایت ظرفیت باربری بارهای ترافیکی متعارف و استثنایی محتمل،

نارسایی‌های مرتبط با بهره‌برداری متعارف پل همزمان با بهسازی لرزه‌ای (در صورت نیاز) مورد بررسی قرارداده شده و مطالعات طرح بهسازی و اقدامات عملی بهسازی به‌گونه‌ای هماهنگ برنامه‌ریزی گردد تا چنین اصلاحاتی به‌طور همزمان صورت گیرد. زیرا انتظار می‌رود بهسازی برای خدمت‌رسانی متعارف و بهسازی لرزه‌ای در مراحل جداگانه می‌تواند منجر به افزایش هزینه‌های مستقیم و افزایش مشکلات ناشی از انسداد یا محدودیت‌های محتمل ترافیکی گردد. رتبه‌بندی براساس مدارک و نقشه‌های موجود یا چون‌ساخت (درصورت موجود بودن) و مدارک و اطلاعات و گزارش‌های بازرسی فنی تعیین می‌گردد. نکات زیر را می‌توان در این فرایند درنظر داشت.

- براساس نقشه‌های چون‌ساخت، آزمایش‌های غیرمخرب و مخرب و با ملحوظداشتن کاهش ظرفیت باربری، متناسب با میزان اضمحلال و خسارات (با بهره‌گیری از رهیافت‌های احتمال‌اندیشانه)، ارزیابی آسیب‌پذیری صورت پذیرفته و درصورت نیاز به بهسازی، تصمیمات مقتضی اتخاذ و گزینه‌های ذیربط برای اقدامات بهسازی یا ترمیمی و اصلاحی مورد بررسی قرار داده می‌شود.
- مشخصه‌های مکانیکی و دینامیکی خاک و خواص مصالح پل‌ها در وضعیت فعلی نیز باید تعیین گردد (این امر به‌ویژه درمورد پل‌های قدیمی حایز اهمیت است).
- لازم است مکانیزم‌های متفاوت اثرات برش و خمش را نیز مورد مطالعه قرار دهیم.
- ظرفیت باربری به‌صورت درصدی از بار استاندارد ارایه می‌شود.

ج-۷-۲-تخصیص امتیاز در ارتباط با بار قابل حمل

رده‌بندی متعارف (از نظر ظرفیت): در این حالت تراز بار قابل حمل برای عمر مفید باقیمانده بهره‌برداری سازه تعیین می‌گردد. در این مرحله همان تنش‌های مجاز طراحی به عنوان تنش‌های مجاز منظور می‌گردند. در این حالت لازم است اثر ضربه بار زنده براساس سرعت واقعی به جای سرعت منظورشده در طراحی، به‌ویژه در مورد پل‌های راه‌آهن، اصلاح گردد.

رده‌بندی حداکثر ظرفیت باربری: عبارت است از بررسی میزان حداکثر بار قابل حمل در فواصل زمانی قابل ملاحظه و به دفعات نادر. برای کنترل آنکه آیا بار استثنایی اضافی معینی در موارد ضروری می‌تواند از پل عبور نماید یا خیر، معمولاً تنش‌های مجاز متناسباً در محاسبات افزایش داده می‌شوند. کاهش متناسب ضریب ضربه نیز در ارتباط با سرعت اینچنین باری مجاز می‌باشد. در موارد لازم، دستورالعملی برای کاهش سرعت و حد سرعت مجاز را در جهت محدودیت سرعت در حین عبور از پل می‌توان برای بارهای متفاوت تدوین نمود و به‌کار بست. لذا حداکثر بار در این حالت در ارتباط با مقدار سرعت ارایه می‌گردد.

ج-۷-۳- ملاحظات عمومی در ارتباط با سیستم‌های تخصیص امتیاز

طبعاً ارزیابی میزان کفایت پل تحت اثر بارهای متعارف روز و بارهای طراحی و عوامل محتمل، با میزان احتمال وقوع مشخص، منطبق با آیین‌نامه‌های اخیر و همچنین براساس اطلاعات روز و با توجه به ترازهای عملکردی، درجه اهمیت اهداف بهسازی صورت خواهد گرفت. بالاترین رتبه قابل تخصیص در زمینه میزان کفایت به معنی عدم نیاز به اقدام اصلاحی است.

میزان قابلیت و ظرفیت باربری پل در وضعیت فعلی در مقایسه با سطح عملکردی بهینه ارزیابی می‌گردد. لذا طبقه‌بندی کاربردی و نیات عملکردی پل، شامل موارد زیر، دراختیارنمودن سیستم تخصیص امتیاز مؤثر خواهد بود.

- بارگذاری استاندارد
- نوع سازه و کاربری مورد نظر
- درجه اهمیت
- پل واقع بر مسیر شاهراه‌ها
- پل واقع بر مسیر شریان‌های حیاتی
- پل واقع در مسیرهای پر تردد خارج از شبکهٔ مسیرهای شریان‌های حیاتی مورد نیاز در مدیریت بحران پس‌از وقوع زلزله
- پل راه‌های محلی و فرعی
- نوع مانعی که پل از آن عبور می‌نماید:
  - –پل بر فراز آب‌گذر
  - –پل بر فراز دره
  - –تقاطع با خط آهن
  - –تقاطع غیر همسطح راه
  - –موانع دیگر
- ویژگی‌های مؤثر دیگر (مرتبط با اهمیت):
  - –آمد و شد روزانه متوسط
  - –سرعت حرکت
  - –عرض مسیر جاده و پل

همچنین اطلاعات در دسترس در بانک اطلاعاتی باید شامل دو طبقه‌بندی زیر باشند.

۱- اطلاعات بایگانی‌شده

الف- اطلاعات مربوط به مطالعات مراحل توجیهی و امکان‌سنجی، مرحله اول، طراحی تفصیلی، محاسبات فنی و نقشه‌های اجرایی پل و نقشه‌های چون‌ساخت که انتظار می‌رود در مورد پل‌های جدید الاحداث موجود باشند. متأسفانه در مورد چنین پل‌هایی نیز اغلب بایگانی مرتبی در سازمان‌های ذیربط موجود نیست و حداقل مدارک فنی و به‌ویژه دستور کارهای کارگاهی، مدارک آزمایش‌های کنترل کیفیت در دسترس نمی‌باشد. در ارتباط با نقشه‌های چون‌ساخت، متأسفانه تهیهٔ آن در سطح ملی تاکنون مرسوم نبوده است؛ ولی لازم است از این پس بخشی اساسی از برنامهٔ مستندسازی ـ که خود جزء مهمی از سیستم مدیریت پل‌ها به‌شمار می‌رود- را تشکیل دهد.

ب- اطلاعات تاریخی در زمینه طرح‌های اولیه، استانداردهای زمان طراحی و ساخت (در مقایسه با استانداردهای روز)، به‌ویژه در مورد پل‌های نسبتاً قدیمی فاقد مدارک محاسبات فنی و نقشه‌های اجرایی و مدارک فنی.

پ- اطلاعات مربوط به هرگونه عملیات ترمیمی و بهسازی انجام‌شده.

۲- وضعیت فیزیکی موجود سازه

شامل :

- بازرسی بصری و مطالعات میدانی.
- جمع‌آوری اطلاعات محلی.
- بررسی میزان تطابق وضعیت موجود با مدارک فنی و نقشه‌های اجرایی.

در بررسی‌های ارزیابی و رده‌بندی ظرفیت باربری پل‌ها، تخصیص امتیاز و تعیین شاخص آسیب‌پذیری در مقابل عوامل و پدیده‌های متفاوت، لازم است اهداف مطالعات، معیارها و تراز عملکردی به نحو روشنی تبیین گردند. در ارتباط با رتبه‌بندی ظرفیت باربری به‌منظور تعیین حدود و نحوه بهره‌برداری از پل متناسب با قابلیت و میزان کفایت پل، عوامل هندسی و عوامل انسانی زیر حایز اهمیت می‌باشند.

- فاصله دید توقف
- عرض راه و شانه در مسیر راه طرفین پل و روی پل
- ارتفاع آزاد بر فراز عرشه پل
- ارتفاع آزاد زیرگذر
- جدایی یا پیوستگی مسیرهای رفت و برگشت
- ویژگی‌های هندسی قوس‌ها و پروفیل‌های راه
- کیفیت جان‌پناه‌ها و ریل‌های حفاظ
- کیفیت تمهیدات حفاظتی در مقابل اعمال ضربه به اعضای سازه عرشه (در مورد پل‌های میان‌گذر و توگذر) و به پایه‌های پل (یا استفاده از ضربه‌گیرهای مستهلک‌کننده انرژی)

همچنین مطالعهٔ وضعیت عملکرد با توجه به عوامل مؤثر زیر حایز اهمیت است.

- عوامل جوی و اقلیمی
- اضافه بار و بارهای استثنایی
- اهمیت ارتباطات منطقه‌ای
- ویژگی‌های هندسی
- سن و خستگی
- کیفیت بهره‌برداری

ج-۷-۴-گسترش روش‌شناسی

آنگاه که براساس اطلاعات اولیهٔ مندرج در شناسنامه فنی پل نیات عملکردی و وضعیت موجود پل مشخص گردید، می‌توان با استفاده از ابزار تحلیل، به تجزیه و تحلیل و ارزیابی پل پرداخت که شامل گام‌های زیر خواهد بود.

- بررسی ویژگی‌های طراحی مهندسی و طراحی تفصیلی
- بررسی شرایط فیزیکی
- مدل‌سازی واقع‌گرایانه مبتنی بر مفروضات صحیح و وضعیت واقعی سازه
- تحلیل تنش‌ها و محاسبات کنترل
- بررسی نتایج تجربی حاصل از مطالعات کمّی (آزمایشات محلی- غیرمخرب و مخرب- و آزمایشگاهی)
- تخصیص امتیاز و رتبه‌بندی وضعیت کیفی پل
- تخصیص امتیاز و رده‌بندی میزان کفایت پل

ج-۷-۵- مطالعه روش‌های متخذه در سطح بین‌المللی

ذیلاً برخی از روش‌های متداول در سایر کشورها در ارتباط با رتبه‌بندی وضعیت پل‌ها مورد بحث و بررسی قرار داده می‌شود.

سیستم رده‌بندی ده امتیازی مراجع راه فدرال آمریکا

در این سیستم رده‌بندی وضعیت پل‌ها با تعاریف و به شرح نشان داده شده در جدول ج-۳ انجام می‌گیرد.

جدول ج-۳- سیستم رده‌بندی ده امتیازی مراجع راه فدرال آمریکا

شـــــرح وضعیت	امتیاز رده‌بندی
پل جدیدالاحداث	۹
پل در وضعیت خوب : نیازی به مرمت وجود ندارد	۸
پل در وضعیت کلیِ خوب با پتانسیل انجام اقدامات نگهداری در حد جزیی برای اجزای نه چندان مهم	۷
پل در وضعیت قابل قبول با پتانسیل انجام اقدامات نگهداری در حد کلی و اساسی (برای اجزای مهم و غیر مهم پل)	۶
پل در وضعیت قابل قبول با پتانسیل اقدامات ترمیمی وبهسازی جزیی به منظور بازیافت وضعیت اولیه (برای اجزای مهم و غیرمهم پل)	۵
پل در وضعیت احتیاطی با پتانسیل انجام اقدامات ترمیمی و بهسازی کلی به‌منظور بازیافت وضعیت اولیه (بهسازی وسیع)	۴
پل در وضعیت نامطلوب با نیاز فوری به مرمت، بهسازی و ایمن‌سازی در مقیاس نسبتاً وسیع	۳
پل در وضعیت بحرانی: عضو، زیرمجموعه یا مجموعهٔ پل عملکرد مطلوب خود را از دست داده است و نیاز اضطراری به مرمت، بهسازی و ایمن‌سازی وجود دارد (در این حالت لازم است راه مسدود و پل از بهره‌برداری خارج گردد)	۲
پل در وضعیت بحرانی: پل در وضعیتی است که ضرورت دارد راه مسدود و پل از بهره‌برداری خارج گردد تا بررسی شود که امکان مرمت و ایمن‌سازی توفیق‌آمیز پل با رعایت جنبه‌های اقتصادی وجود دارد یا خیر	۱
پل در وضعیت بحرانی: وضعیت پل درحالتی است که مشخصاً مرمت و ایمن‌سازی پل قابل توجیه نبوده، تخریب و بازسازی یا استفاده از گزینه‌های دیگری از مسیر برای ایجاد ارتباط توجیه‌پذیر باشد. در این حالت نیز پل مسدود و از بهره‌برداری خارج می‌گردد.	۰

ضمن تأکید بر ضرورت مطالعهٔ روش‌های مورد استفاده در سطح بین‌المللی، لازم به یادآوری است که کاربرد مستقیم سیستم فوق در مورد پل‌های کشور به دلایل عدیده مصداق نداشته و منتج به نتایج گمراه کننده‌ای خواهد گردید.

تجارب برخی دیگر از کشورها

- در انگلستان برنامهٔ بازرسی فنی پل‌ها شامل دو نوع بازدید به شرح زیر می باشد.

الف- بازدید به روال معمول (بازدید بصری) در فواصل کمتر از یک سال بسته به عمر پل، وضعیت پل و ...
ب- بازدید ادواری تفصیلی هر ۳ تا ۴ سال یکبار بسته به وضعیت پل.

در این چارچوب، امتیاز رده‌بندی تخصیص یافته، میزان اضطراری بودن عملیات اصلاحی، ترمیمی و بهسازی را نمایش می‌دهد. علاوه بر آن، مطالعات کمی و رده‌بندی کمی نیز برای پل‌ها به‌عمل می‌آید و خرابی‌های سریعاً در حال گسترش را مورد بررسی ویژه قرار داده و اقدامات اصلاحی اضطراری به‌عمل می‌آید.

- در هندوستان برای هر پل بازرسی فنی به روال معمول حداقل یکبار در سال به عمل می‌آید. بازرسی تفصیلی نیز یک بار در سال انجام می‌گیرد. نزدیکی فاصلهٔ زمانی بازدیدهای تفصیلی نشانگر اهمیت ویژه‌ای است که در آن کشور برای اقدامات پیش‌گیرانه قایلند. به این ترتیب، با سرمایه‌گذاری نسبتاً اندک از اتلاف سرمایه‌های کلان برای عملیات بهسازی پرهزینه جلوگیری می‌نمایند. این به‌مفهوم صرف صحیح منابع مالی محدود می‌باشد. درحالاتی‌که مشکلات خاصی گزارش شده باشد، یا درمورد حالات بحرانی و مشاهده نقاط ضعف و نارسایی‌هایی که پایش مستمر آن‌ها ضروری باشد، طبعاً موارد مزبور با بازدیدهای مستمر و در زمان‌های مناسب تحت پایش قرار داده خواهند شد.

بازرسی تفصیلی شامل بازرسی کلیه اجزای پل به شرح زیر می‌باشد.

- شالوده
- مصالح
- سازه‌های حفاظتی
- تکیه‌گاه‌ها
- سازه فولادی
- سازه بتن‌آرمه
- سازه مصالح بنایی
- خطوط آهن و .... (روسازی راه‌آهن)
- روسازی راه
- بررسی نتایج حاصل از اقدامات توصیه یا انجام شده طی سال گذشته

بازرسی فنی تخصصی سازه‌های فولادی و عرشه‌های فولادی (بیشتر به‌منظور بررسی اثرات ناشی از خستگی و خوردگی) هر ۵ سال یکبار توسط متخصصان ذیصلاح و آموزش دیده انجام می‌شود. در موارد گزارش نارسایی طبعاً این فواصل زمانی متناسباً کاهش یافته و روش‌های پایش مناسبی برای بررسی و کنترل و مرمت نارسایی اتخاذ می‌گردد.

در دیدگاه فوق طبقه‌بندی پل‌ها شامل پنج رده‌بندی وضعیت به شرح زیر بوده است.

الف- سازه‌های شامل اجزا و عناصر و اعضایی که در وضعیت خوب (شامل پل‌های جدیدالاحداث) می‌باشند؛ بدون علایم اضمحلال که نیازی به اقدام اصلاحی و نگهداری فوری در مورد آن‌ها وجود ندارد.

ب- سازه‌هایی که شامل اعضا و اجزایی هستند که علایم اضمحلال در آن‌ها مشهود است؛ ولی تحت شرایط بهره‌برداری، نارسایی جدی در مجموعهٔ کلی سازهٔ پل و شالوده‌ها بروز ننموده است. در چنین حالاتی، نارسایی‌های موجود طی عملیات نگهداری متعارف (طبق روال عادی)، به سهولت برطرف خواهند شد.

پ- سازه‌هایی که شامل اجزا و اعضایی هستند که علایم اضمحلال مشهود در آن‌ها تحت شرایط بهره‌برداری می‌تواند منجر به اثرگذاری در رفتار و یکپارچگی سازه گردد (ترک‌خوردگی، خوردگی، تغییرمکان، ارتعاش زیاده از حد، انواع دیگر تغییرشکل‌ها).

ت- سازه‌هایی که متشکل از اعضایی هستند که علایم خرابی پیشرونده به دلیل اضافه بار را نشان می‌دهند که ضرورت محدود نمودن میزان بار گذرنده، بهسازی، تقویت، مقاوم‌سازی و ایمن‌سازی یا تخریب و نوسازی را همراه خواهند داشت.

ث- سازه‌هایی که متشکل از اعضا و اجزایی هستند که دارای نارسایی طراحی یا اجرا بوده و تحت اضافه بار قرار گرفته‌اند و ترک‌های سازه‌ای و اضمحلال به میزان گسترده‌ای را نشان می‌دهند که منجر به محدودیت کاربری و بهره‌برداری یا اتخاذ تصمیم در مورد تخریب و نوسازی آن‌ها خواهد گردید.

اعضایی که از طریق مشاهدات میدانی به‌منظور تعیین وضعیت مورد بررسی قرار داده شده‌اند، باید طبقه‌بندی و دسته‌بندی شوند. درکشور هندوستان رده‌بندی وضعیت، براساس طبقه‌بندی فوق، به‌صورت مندرج در جدول ج-۴ متداول است. امتیازات تخصیص یافته به حالات الف تا ج به ترتیب از ۵ تا صفر کاهش می‌یابد.

جدول ج- ۴- سیستم رده‌بندی رایج در کشور هندوستان

شـــرح وضعیت	امتیاز
الف : نیاز به اقدامی نیست.	۵
ب : روال عادی نگهداری.	۴
پ : نگهداری ویژه، مرمت و تعمیر و اصلاح و رفع نقص.	۳
ت : کاهش ظرفیت مجاز بار پس از مرمت ویژه.	۲
ث : نیاز به بررسی تفصیلی‌تر ولی همراه با محدودیت و کاهش بار مجاز و اعمال محدودیت سرعت و استفاده از سرعت‌گیر قبل از ورود به پل و نظایر آن وجود دارد.	۱
ج : گزینه منطقی تخریب و بازسازی است.	۰

ج -۷-۶- مبانی رتبه‌بندی ظرفیت بار زنده پل‌ها

به‌منظور حصول اطمینان از ایمنی پل در حین بهره‌برداری لازم است ظرفیت باربری بار زنده پل‌ها در فواصل زمانی مناسبی مورد بررسی و کنترل قرار داده شود. از عواملی که منجر به کاهش ظرفیت یا عدم تکافوی ظرفیت باربری بارهای زنده می‌گردند، می‌توان از اضمحلال مصالح، اثرات ناشی از خستگی، آثار خزش و افت پیش‌تنیدگی، اعمال خسارات پیش‌بینی نشده، اعمال خسارات ترمیم

نشده، نشست نامتجانس شالوده‌ها، عدم طراحی پل‌های قدیمی‌تر برای بارهای استاندارد آیین‌نامه‌های جاری و افزایش بارمرده (به‌عنوان مثال ناشی ازلایه‌های اضافی روسازی، نصب لوله‌های جدید تأسیساتی، مصالح اضافی بکار برده شده در ترمیم و بهسازی) نام برد.

گاه در حین ساخت به دلایل موجه یا غیرموجه بدون هماهنگی با طراحان پل تغییرات غیرمسؤولانه و خودسرانه‌ای اعمال می‌گردد که ممکن است منجر به تغییر رفتار و کاهش ظرفیت باربری پل گردد. در عین حال، در صورت عدم رعایت مشخصات فنی مصالح و عدم نیل به مقاومت مکفی و پایایی مورد نظر مصالح نیز چنین نتایجی را می‌توان انتظار داشت.

درصورتی‌که R مقاومت و Q_l، Q_d و Q_i به ترتیب عبارت‌باشند از اثرات ناشی از بار مرده، بار زنده و بار نوع i (نمایشگر سایر عوامل و بارها)، لازم است برای نیل به ایمنی داشته باشیم:

$$R \geq Q_d + Q_l + \sum_i Q_i \Rightarrow Q_l \leq R - (Q_d + \sum_i Q_i) \qquad \text{(ج ـ ۱)}$$

ضریب رتبه‌بندی (RF) به شرح زیر تعریف گردیده است:

$$RF = \frac{\text{ظرفیت موجود برای تحمل بار زنده}}{\text{اثرات ناشی از اعمال بار وسایط نقلیه استاندارد}} = \frac{R - (Q_d + \sum Q_i)}{Q_{lr}}$$

(ج-۲)

حالت $RF \geq 1$ نشان دهندهٔ قابلیت پل در حمل وسایط نقلیه استاندارد معیار با رتبه معین می‌باشد.

در این محاسبات معمولاً بارهای گذرا، مانند بارهای ناشی از زلزله، بارها و اثرات گذرای هیدرولیکی، به‌دلیل احتمال وقوع اندک به میزان (منظورشده در طراحی)، در زمانی که پل تحت تأثیر بار زنده در حد ظرفیت باربری باشد، ملحوظ نمی‌گردند.

در چارچوب مشخصات فنی آشتو و طراحی در چارچوب دو روش *بارهای بهره‌برداری* و *ضریب بار*، ضرایب رتبه‌بندی به‌صورت زیر تعریف می‌گردند:

در طراحی به روش بارهای بهره‌برداری

$$RF = \frac{R - \sum D + \sum_i L_i(1+I)}{L(1+I)} \qquad \text{(ج ـ ۳)}$$

که در آن R عبارت است از تنش مجاز، D عبارت است از اثر ناشی از بار مرده و L_i نمایشگر انواع بارهای زنده غیر از بار زندهٔ ناشی از وسیله نقلیه استاندارد معیار رتبه‌بندی (یعنی L) می‌باشد. همچنین I نماد ضریب ضربه ناشی از بار زنده است.

در طراحی به روش ضرایب بار:

$$RF = \frac{\phi R_n - \sum \gamma_D D - \sum_{i=1}^{n} \gamma_{Li} L_i(1+I)}{\gamma_L L(1+I)} \qquad \text{(ج ـ ۴)}$$

در رابطه بالا R_n مقاومت اسمی، ϕ ضریب کاهش مقاومت و γ_D، γ_{Li} و γ_L ضرایب بار می‌باشند.

به‌منظور بررسی جامع امر، لازم است آثار انواع بارهای زنده در موقعیت‌های استقرار متفاوت روی عرشه پل در مدل سه بعدی پل اعمال و تحلیل انجام گیرد. با توجه به صعوبت ملحوظداشتن تمامی حالات در مدل سه بعدی، فرض می‌شود که وسایط نقلیه استانداردِ معیار رتبه‌بندی، مسیرهای عبور را اشغال نمایند تا حداکثر آثار مربوط حاصل گردد.

لذا،

در حالت طراحی به روش بارهای بهره‌برداری

$$RF = \frac{R - D}{L(1+I)} \qquad \text{(ج ـ۵)}$$

و

در حالت طراحی به روش ضرایب بار

$$RF = \frac{\phi R_n - \gamma_D D}{\gamma_L L(1+I)} \qquad \text{(ج ـ۶)}$$

در این دیدگاه، فرض برآن است که مقاومت اعضا مستقل از نوع بارگذاری باشد. درحالاتی‌که آثار اندرکنش بارها در مقاومت اعضا مؤثر باشند، RF تابعی از بار زنده خواهد بود.

رتبه‌بندی پل‌ها معمولاً در سطوح متفاوت به‌شرح زیر انجام می‌گیرد.

الف- ظرفیت بهره‌برداری متعارف

نشان دهنده بار ایمن قابل تحمل پل برای طول عمر مفید باقی مانده و دفعات نامحدود در طول عمر مفید می‌باشد و معمولاً تابع عمر خستگی و حالات حدی بهره‌برداری در ارتباط با مصالح و اضمحلال مصالح و عواملی می‌باشد که در عمر مفید پل تأثیر گذارند.

ب- ظرفیت مجاز حداکثر ایمن

نشانگر قدر مطلق بار مجاز حداکثر قابل تحمل پل می‌باشد که در این حالت اثرات خستگی مطرح نبوده و ضرورتی برای ارضای حالات حدی بهره‌برداری منظور نمی‌گردد. احتمال عبور این نوع بار از پل به دفعات نادر وجود دارد که با افزایش تنش مجاز به میزان متناسب، در محاسبات ملحوظ می‌گردد.

نتایج مطالعات رتبه‌بندی و تعیین ظرفیت باربری به‌شرح مندرج در (الف) و (ب) فوق، احتمال دارد منجر به نصب علایم نشان‌دهندهٔ محدودیت‌های بارگذاری در فواصل مناسب در طرفین پل گردند. این علایم محدودیت‌هایی از قبیل ظرفیت بار، میزان حداکثر سرعت، محدودیت وسایط نقلیه سنگین در عبور از مسیرهای خاص، محدودیت ارتفاع، محدودیت تردد در برخی از مسیرها و نظایر آن‌ها را ارایه می‌نمایند.

ج- ۸- رتبه‌بندی درشت‌نمود پل‌ها تحت تأثیر کنش‌های مؤثر

با توجه به نتایج مطالعات مبتنی بر اطلاعات متقن گردآوری‌شده در بانک اطلاعاتی مجموعه‌ای از پل‌های مورد مطالعه و با درنظرگرفتن ویژگی‌های پل‌ها و نوع مسایل و نارسایی‌های تکرارشونده، امکان اختیار شیوهٔ مناسبی برای رتبه‌بندی وضعیت پل‌های مزبور به‌نحوی که پاسخگوی نیازهای مدیریت در اتخاذ تصمیمات لازم باشد، فراهم آمده، برنامه‌های مطالعات و عملیات اجرایی آتی

و اقدامات حایز اولویت قابل تدوین خواهد بود. لذا لازم‌است در مورد هر پل، طرح‌های اصلاحی انجام‌شده و برنامه‌های دردست مطالعه، برنامه‌های پیش‌بینی‌شده برای مطالعات، ترمیمات، تغییرات، ساماندهی، بهسازی و ایمن‌سازی آتی مورد توجه قرار داده شود. ذیلاً الگویی اولیه برای رتبه‌بندی که به‌نظر می‌رسد پوشش قابل قبولی از دیدگاه در برگرفتن حالات و وضعیت‌های مشاهده شده در مورد پل‌های کشور تلقی گردد و پاسخگوی نیازهای سیستم مدیریت در اتخاذ تصمیمات و اولویت‌بندی اقدامات عملی در کوتاه مدت باشد، برای کاربری موقت پیشنهاد می‌گردد که در عین حال نسبتاً ساده و روشن بوده و برخی حالات کم احتمال پیش‌بینی‌شده در سیستم‌های رتبه‌بندی سایرکشورها از آن محذوف‌شده یا حالات نزدیک، در هم ادغام گردیده‌اند.

رتبه‌بندی شش رده‌ای برای کاربرد موقت در مورد پل‌های کشور تحت تأثیر کنش‌های مؤثر شامل آثار ناشی از زلزله		واژهٔ اختصاری و رتبهٔ نشانگر وضعیت پل
پل در وضعیت خوب	در حال حاضر و در کوتاه مدت نیازی به مرمت وجود ندارد	**خوب (۴)**
پل در وضعیت کلی خوب	با پتانسیل انجام اقدامات نگهداری متعارف در حد جزیی و برای اجزای نه چندان مهم.	**نسبتاً خوب (۳)**
پل در وضعیت احتیاطی	در خور رسیدگی در کوتاه مدت و اقدام در کوتاه مدت یا میان مدت، با پتانسیل اعمال محدودیت های بهره‌برداری و انجام اقدامات بهسازی کلی به‌منظور بازیافت وضعیت اولیه یا مطلوب (بهسازی وسیع).	**احتیاطی (۲)**
پل در وضعیت بحرانی	عضو، زیرمجموعه یا مجموعهٔ پل عملکرد مطلوب خود را از دست داده و نیاز عاجل و اضطراری به اقدامات عملی مرمت، بهسازی و ایمن‌سازی وجود دارد: در این حالت، اقدامات لازم مشخصاً دارای توجیه فنی و اقتصادی است ؛ اگرچه به احتمال زیاد لازم خواهد بود راه مسدود و پل از بهره‌برداری خارج گردد.	**بحرانی (۱)**
پل در وضعیت فوق بحرانی	درحالتی‌که ضروری باشد راه مسدود و پل از بهره‌برداری خارج گردد تا مطالعات امکان‌سنجی در ارتباط با شیوه‌های مرمت و ایمن‌سازی با رعایت جنبه‌های فنی و اقتصادی به عمل آید.	**فوق بحرانی (۰)**
پل در وضعیت وخیم	هرگاه از نظر فنی و اقتصادی مشخصاً اقدامات عملیِ مرمت و ایمن‌سازی قابل توجیه نباشد و تخریب و بازسازی یا استفاده از گزینه‌های دیگری از مسیر برای ایجاد ارتباط توجیه‌پذیر باشد (در این حالت لازم‌است راه مسدود و پل از بهره‌برداری خارج‌گردد).	**وخیم (۱-)**

وضعیت پل و اقدامات لازم در بازهٔ زمانی کوتاه مدت

براساس اطلاعات جمع‌آوری شده و پردازش یافتهٔ منتهی به رتبه‌بندی پل، وضعیت پل از دیدگاه اقدامات عملی لازم در بازهٔ زمانی کوتاه مدت به شرح زیر قابل تفکیک خواهد بود.

الف- پل در وضعیت فعلی و در کوتاه مدت فاقد نارسایی‌های محتاج به اقدامات بهسازی، فراتر از میزان معمول در بهره‌برداری و نگهداری متعارف تشخیص داده می‌شود.

ب- پل دارای نارسایی‌های‌است که اقدامات عاجل یا احتیاطی بهسازی را ایجاب می‌نماید.

در حالت (ب) لازم است شرح مهمترین نارسایی‌ها ارایه و میزان فوریت اقدامات بهسازی مشخص گردد.

به‌عنوان مثال می‌توان فرم زیر را به این منظور تکمیل نمود.

- **شرح مختصر مهمترین کاستی‌ها و میزان فوریت اقدامات بهسازی:**
  - شرح نارسایی: .....
  - میزان فوریت اقدامات عملی :
    - **عاجل و اضطراری** □
    - **دارای اولویت در کوتاه مدت** □
    - **دارای ماهیت احتیاطی در کوتاه مدت** □
    - **در خور رسیدگی در کوتاه مدت و اقدام در میان مدت** □
    - **فاقد اولویت در کوتاه مدت** □
    - **موارد ویژه (شامل انسداد پل به منظور بررسی راهکارهای ایمن‌سازی یا تخریب و بازسازی)** □:
      توضیح : .....

پیوست چ

شناسنامه فنّی پل

۱- طبقه بندی کلی و موقعیت پل

- **راه** □ : استان : ..... مسیر : ..... کیلومتر : .....
- **راه آهن** □ : استان : ..... مسیر : ..... کیلومتر : .....
- **شهری** □ : استان : ..... شهر : ..... کیلومتر : .....

۲- تاریخ ساخت و شروع بهره برداری .....

۳ - مرحلهٔ کار درزمان تکمیل شناسنامه

در دست مطالعه □ در دست احداث □ در دست بهسازی در حین بهره برداری □
در حال بهره برداری □ متروکه □ در دست بهسازی در حال توقف بهره برداری □

۴ - میزان اهمیت پل

اهمیت استراتژیک □ اهمیت در مدیریت بحران پس از وقوع سوانح طبیعی □ متعارف □

۵- نوع تقاطع یا مانع

پل برفراز آبراه یا دره ها یا دشتهای سیلابی □ پل برفراز دریاچه، دریا، خلیج یا تنگه □ پل برفراز مسیر راه □
پل بر فراز مسیر راه آهن زیر گذر □ پل بر فراز خیابان‌های هم مسیر با مسیر پل یا برفراز ابنیه و تأسیسات شهری غیر خصوصی □
سایر حالات □ : توضیح: .....

۶- میزان اهمیت مسیر زیرگذر یا ابنیه و تأسیسات زیرین پل

اهمیت استراتژیک □ اهمیت در مدیریت بحران پس از وقوع سوانح طبیعی □ متعارف □

۷- ویژگی‌های عمومی ساختگاه پل

- **از نظر پهنه‌بندی لرزه‌ای**
  - بر اساس اطلاعات حاصل از مطالعات پهنه بندی یا ریز پهنه بندی لرزه ای منطقه □ :
    توضیح : .....
  - براساس طبقه بندی آیین نامه (استاندارد) ۲۸۰۰ □ :

خطر پذیری کم □ خطر پذیری متوسط □ خطر پذیری زیاد □ خطر پذیری خیلی زیاد □

- **از دیدگاه احتمال بروز روانگرایی :** غیر محتمل □ احتمال ناچیز □ خطر پذیری بالقوّه □ احتمال زیاد □
- **از دیدگاه احتمال بروز زمین لغزش:** غیر محتمل □ احتمال ناچیز □ خطر پذیری بالقوّه □ احتمال زیاد □
- **خطر پذیری در ارتباط با سیل و طغیان :** خطر پذیری اندک □ خطر پذیری بالقوّه □ خطر پذیری زیاد □
- **خطر پذیری در ارتباط با باد و طوفان :** خطر پذیری اندک □ خطر پذیری بالقوّه □ خطر پذیری زیاد □
- **از دیدگاه احتمال ریزش کوه (سنگ و خاک) :** غیر محتمل □ احتمال ناچیز □ خطر پذیری بالقوّه □ احتمال زیاد □
- **خطر پذیری تحت تأثیر سایر سوانح و مخاطرات طبیعی:**

توضیح: .....

۸- شرایط اقلیمی و آب و هوا

- **نوع اقلیم :** گرمسیر □ معتدل □ سرد سیر □
- **میزان رطوبت :** خشک □ رطوبت نسبی متعادل □ مرطوب □

۹- ویژگی‌های هندسی عمومی

پل مستوی □ پل مورب □ : زاویه تورب (درجه) : .....

پل دارای قوس در پلان □ پل دارای قوس در ارتفاع □ پل دارای قوس هم در پلان و هم در ارتفاع □

۱۰- مشخصات عمومی پل

- **سطح کل عرشه پل** (متر مربع) **:** .....
- **تعداد مسیرهای عبور پل‌های شهری و راه:** تعداد مسیرهای رفت : یک □ دو □ سه □ چهار □ > چهار□

تعداد مسیرهای برگشت، در صورت تفاوت : .....

- **تعداد خطوط آهن در پل‌های راه آهن:** یک □ دو □ سه یا بیشتر □
- **عرض عرشه :**
  - **پل‌های دارای سازه‌های مجزا برای مسیرهای رفت و برگشت :**

عرض عرشهٔ مسیر رفت (متر) : ..... عرض عرشهٔ مسیر برگشت (متر) : .....

  - **پل‌های دارای سازه مشترک برای مسیرهای رفت و برگشت :**

عرض کل عرشه با احتساب جزیرهٔ میانی و پیاده رو ها (متر) : .....

- **طول کل پل از کوله تا کوله** (متر) **:** .....
- **تعداد دهانه‌ها :** .....
- **طول دهانه‌ها** (به ترتیب از یک سمت) **:** .....
- **ارتفاع کوله‌ها :** ..... و ..... متر
- **ارتفاع پایه‌ها :** ارتفاع حداقل پایه‌های میانی (متر) : ..... ارتفاع حداکثر (متر) : .....
- **حداقل ارتفاع آزاد تأمین‌شده برای زیرگذر** – ارتفاع آزاد از تاج روسازی مسیر زیر گذر یا تراز داغ آب – (متر) : .....
- **عرض آزاد تأمین شدهٔ زیرگذر در فواصل پایه ها :** (متر) : .....
- **آیا دسترسی به وسیلهٔ شیب راهه تأمین شده است؟** **– خیر** □

– بلی □ **:**

نوع شیب راهه : خاکریز□ پل □

۱۱ – میانگین نرخ تردد روزانه در زمان تکمیل شناسنامه

- **تعداد کل تردد روزانه** .....
- **تعداد تفکیکی تردد وسایط نقلیه:**
  - **در پل‌های راه و شهری:** ترافیک نرمال: ..... کامیون:.....
  - **در پل‌های راه‌آهن:**

قطارهای باری: ..... تعداد واگن: .....

قطارهای مسافری: ..... تعداد واگن: .....

۱۲- نارسایی‌های ترافیکی

قوس نامطلوب قائم یا افقی □ اختلاف تراز در درزهای ورودی و خروجی (درز بین دال دسترسی و عرشه پل) □

باریک شدن مسیر در محل پل □ نارسایی‌های ناشی از کاستی‌های عملکرد درز ها، نشست نامتجانس و نارسای‌های سازه ای □

شیب‌های شکسته و نامطلوب □ نارسایی‌های جداول و نرده های حفاظ از دیدگاه ایمنی □

نارسایی‌های روسازی □ نارسایی‌های مرتبط با کیفیت دید و کفایت نور □

۱۳- کلیات سیستم سازه‌ای

- **پایه‌های کناری :** کولهٔ بسته □ کولهٔ باز □
- **پایه‌های میانی (ویژگی رفتاری پایه‌ها) :**
  - **درجهت طولی پل :** طره منفرد □ قاب □
  - **در جهت عرضی پل :** طره منفرد □ قاب □
- **سازه پل:** دهانه‌های ساده □ دهانه‌های پیوسته (ممتد) □ دهانه‌های با عملکرد طره ای □
  قاب خمشی در جهت طولی □ قاب خمشی در جهت عرضی □ قوسی کلاف‌دار □ قوسی بدون کلاف □
- **نوع سازه عرشه** (در صورت تفاوت در سیستم عرشه در دهانه های متفاوت، برای کلیهٔ دهانه ها بر حسب شمارهٔ دهانه به ترتیب از یک سمت) :
  - **سیستم‌های فولادی و مختلط □ :** شرح : .....
  - **سیستم‌های بتن آرمه □ :** شرح : .....
  - **سایر سیستم‌ها □ :** توضیح : .....

۱۴- نوع مصالح

- **نوع مصالح پایه‌های کناری (کوله‌ها) :**
  بتن مسلح □ بتن ساده □ مصالح بنایی □ خاک مسلح با نمای پیش ساخته و زیر سری بتن مسلح □
  سایر مصالح و ترکیبات مصالح □ توضیح : .....
- **نوع مصالح پایه های میانی :**
  بتن مسلح □ بتن ساده □ فولادی □ مختلط (از فولاد و بتن) □ بتن مسلح با رویهٔ کامپوزیت □ چوبی □
  مصالح بنایی □ مصالح بنایی توأم با بتن ساده □ سایر مصالح و ترکیبات مصالح □ توضیح : .....
- **نوع مصالح عرشه:**
  - **بتن درجا □ :** بتن مسلح □ بتن پیش تنیده □
  - **بتن پیش ساخته □ :** بتن مسلح □ بتن پیش تنیده □ مختلط (از بتن پیش‌ساخته و درجا) □
  - **فولادی و مختلط □ :** کف فولادی ارتوتروپیک □ مختلط (از فولاد و بتن) □
  - **مصالح بنایی □** چوبی □ مصالح بنایی توأم با بتن ساده □ مصالح کامپوزیت □
  - **سایر مصالح و ترکیبات مصالح □** توضیح : .....
- **نوع و مصالح پی :**
  - **پی سطحی □ :** توضیح (بر اساس اطلاعات موجود): .....
  - **پی عمیق □ :** توضیح (بر اساس اطلاعات موجود): .....
- **نوع و مصالح دستگاه‌های تکیه‌گاهی (در سیستم‌های فاقد عرشه و پایه‌های یکپارچه) :**
  - **دستگاه‌های تکیه‌گاهی فلزی □**
  - **دستگاه‌های تکیه‌گاهی الاستومر □** آزادی یا تقیّد حرکتی دستگاه تکیه‌گاهی : آزاد □ مقید □
  - **فاقد دستگاه تکیه‌گاهی □**
- **نوع مصالح نرده‌های حفاظ و جان پناه‌ها :**
  فولادی □ بتن مسلح □ مختلط (از فولاد و بتن) □ بتن ساده □ چوبی □ مصالح بنایی □
  سایر مصالح و ترکیبات مصالح □ : توضیح : .....

۱۵- وضعیت توپوگرافی منطقه

کوهستانی □ کوه پایه □ پست و بلند □ نسبتاً مسطح □ برفراز درهٔ سیلابی □

حالات دیگر □ : توضیح : .....

- **نوع زمینی که پل بر آن احداث گردیده یا در دست احداث است** (براساس تقسیم بندی آیین‌نامه ۲۸۰۰ و مبتنی بر اطلاعات موجود) :

□ **I** □ **II** □ **III** □ **IV**

- **عمق تقریبی سطح آب زیرمینی:** ..... متر
- **عمق تقریبی بستر سنگی:** ..... متر
- **آیا در نزدیکی پی‌های پل، خطوط مترو، تونل، حفره‌های بزرگ یا قنات وجود دارد ؟**

- خیر □

- بلی □ : فاصله : ..... متر ؛ عمق : ..... متر

۱۶- آیا آزمایشات مکانیک و / یا شیمی خاک انجام شده و گزارش مطالعات آن در دسترس می باشد ؟

- بلی □ : خلاصهٔ نتایج حاصل از آزمایش‌ها (لوگ گمانه‌ها ضمیمه گردد) : .....
- خیر □

- **توصیه‌های گزارش مطالعات ژئوتکنیک** در مورد نوع پی، میزان نشست و اختلاف نشست، خصوصیات شیمیایی خاک و ظرفیت باربری مجاز:

.....

- **طیف‌های طرح ویژهٔ ساختگاه :**

مطالعه و ارایه‌نشده □

مطالعه و ارایه‌شده □ **((طیف یا طیف های ارایه شده ضمیمه گردد.))**

- **عمق تراز زیرین پی:** .....
- **عمق یخبندان:** .....
- **آیا علایم بروز فرونشست یا اختلاف نشست پی‌ها مشاهده می‌گردد؟** بلی □ خیر □
- **آیا شواهد و مدارکی دالّ بر اعمال بار اضافی و استثنایی بیش از مقادیر بارهای محاسباتی بر پل و پی یافت گردیده‌است ؟**

- بلی □ : توضیح (نوع و گسترهٔ خسارت، شیوهٔ ترمیم و نتایج حاصله) : .....
- خیر □

- **آیا پس از احداث پل، در مجاورت پی گودبرداری با عمق بیش از عمق پی انجام شده است ؟**

- بلی □ : فاصله از محل گودبرداری: ..... متر ؛ عمق گودبرداری: ..... متر ؛ وضعیت فعلی سازه‌های حایل.....
- خیر □

- **کیفیت فعلی مصالح پی** (بر اساس اطلاعات و شواهد موجود یا سوندژهای شناسایی)

اضمحلال گستردهٔ سطحی □ اضمحلال عمیق درونی □ اضمحلال سطحی موضعی □

اضمحلال درونی غیرگسترده □ اضمحلال ناچیز سطحی □ اضمحلال ناچیز درونی □

- **نوع اضمحلال یا الگوی ترک‌ها :** .....
- **آیا در مجاورت پی‌ها فضای سبزِ منجر به آثار مضمحل‌کنندهٔ مصالح پی ایجاد گردیده است؟** بلی □ خیر □
- **آیا پیِ پل طی بهره‌برداری مورد ارزیابی کفایت قرار داده شده است؟**

- بلی □: علت و نتایج ارزیابی : .....

در صورت بهسازی، روش و عملکرد پی پس از بهسازی: .....

- خیر□

۱۷- نوع اتصال پایه به عرشه

- **نوع اتصال پایه به عرشه در امتداد طولی :**

غلتکی (با آزادی حرکت انتقالی به میزان محدود یا کنترل شده) □ غلتکی – لغزشی (باآزادی حرکت انتقالی) □

گیردار (با قابلیت انتقال لنگر) □ مفصلی (با قید حرکت انتقالی) □

حالات دیگر □ : توضیح: .....

- **نوع اتصال پایه به عرشه در امتداد عرضی :**

غلتکی (باآزادی حرکت انتقالی به میزان محدود یا کنترل شده) □ غلتکی – لغزشی (باآزادی حرکت انتقالی) □

گیردار (با قابلیت انتقال لنگر) □ مفصلی (با قید حرکت انتقالی) □

حالات دیگر □ : توضیح: .....

۱۸- شکل هندسی پایه‌ها

– پایه‌های منفرد □ : توضیح : .....

– پایه‌های دارای سرستون □ : توضیح : .....

- **دماغهٔ موج‌شکن در پایه‌های واقع در آبراهه‌ها یا دره‌های سیلابی :**

– تعبیه شده است □ :

♦ **شکل موج شکن :** نوک تیز (با زاویهٔ حادّه) □ قوسی شکل □

– تعبیه نشده است یا مطرح نیست □

۱۹- سیستم تکیه‌گاه‌ها

برای کلیهٔ دهانه‌ها به پرسش‌های زیر پاسخ داده شود (به ترتیب از یک سمت)

- **شرایط سرحدی در مرحلهٔ اعمال بار مردهٔ سازهٔ عرشه و مراحل ساخت و نصب سازه :** ساده □ ممتد □
- **شرایط سرحدی در مرحلهٔ اعمال بار مردهٔ ثانویه و بار های زنده :** ساده □ ممتد □

برای کلیه تکیه‌گاه‌های واقع بر پایه‌های میانی و کناری پل پرسش‌های زیر تکمیل گردد

- نوع تکیه‌گاه از نظر قیود دورانی : ساده □ یکپارچه □
- نوع تکیه‌گاه از نظر قیود حرکتی :

✓درامتداد طولی : آزاد □ مقید □

✓درامتداد عرضی: آزاد □ مقید □

۲۰- تأسیسات پل

- **انواع تأسیساتی که از طریق پل انتقال می یابند (و تأسیسات مجاور و معارض) :**

.....

- **کیفیت اجزای تأسیسات الحاقی وگذرنده از پل و اتصالات آنها:** مناسب □ نامناسب □
- **تأسیسات جنبی موجود در مجاورت پل، حریم ها و محدودیت‌ها:** .....

۲۱- عوامل موثر بر طراحی مفهومی پل از دیدگاه مقاومت در برابر زلزله

- **شکست برشی پایه ها:** احتمال قابل ملاحظه □ احتمال ناچیز □ مطرح نیست □
- **نارسایی خمشی :** احتمال قابل ملاحظه □ احتمال ناچیز □ مطرح نیست □
- **فروافتادن عرشه ازتکیه گاه :** احتمال قابل ملاحظه □ احتمال ناچیز □ مطرح نیست □
- **چرخش کوله هاو پایه ها :** احتمال قابل ملاحظه □ احتمال ناچیز □ مطرح نیست □
- **برش سوراخ‌کننده پایه در عرشه :** احتمال قابل ملاحظه □ احتمال ناچیز □ مطرح نیست □
- **بروز روانگرایی:** احتمال قابل ملاحظه □ احتمال ناچیز □ مطرح نیست □
- **عدم تقارن پایه‌ها نسبت به محور مرکزی:** قابل ملاحظه □ ناچیز □ مطرح نیست □
- **تفاوت بین سختی پایه‌ها :** قابل ملاحظه □ ناچیز □ مطرح نیست □
- **فاصله مرکز جرم و مرکز سختی:** قابل ملاحظه □ ناچیز □ مطرح نیست □
- **اختلاف طول بین دهانه‌های مجاور:** قابل ملاحظه □ ناچیز □ مطرح نیست □
- **ایجاد ستون کوتاه:** بلی □ خیر □
- **درجه نامعینی سازه :** زیاد □ کم □ سیستم معین است □
- **اثرات پی‌های مجاور بر پل :** قابل ملاحظه □ ناچیز □ مطرح نیست □
- **فاصله کافی با سازه ها یا عرشه‌های مجاور :** رعایت شده است □ رعایت نشده است □
- **در صورت وجود درزهای انبساط یا جدایی:**
  - موقعیت درزهای انبساط یا جدایی : مناسب □ نامناسب □
  - کیفیت طراحی و اجرا و نگهداری درزهای انبساط یا جدایی : مطلوب □ قابل قبول □ نامطلوب □
  - احتمال اعمال ضربه در اثر نوسانات ناشی از زلزله در محل درزها: احتمال قابل ملاحظه □ احتمال ناچیز □
- **کمانش موضعی عناصر عرشه‌های فولادی :** احتمال قابل ملاحظه □ احتمال ناچیز □ مطرح نیست □
- **کمانش پایه‌های فلزی :** احتمال قابل ملاحظه □ احتمال ناچیز □ مطرح نیست □
- **کیفیت عملکرد تکیه‌گاه‌ها و عناصر تکیه‌گاهی:** مطلوب □ قابل قبول □ نامطلوب □
- **مقاومت تکیه‌گاه‌ها و عناصر تکیه‌گاهی:** کافی □ ناکافی □
- **طراحی و عملکرد کلیدهای برشی :** مطلوب □ قابل قبول □ نامطلوب □ پیش‌بینی نشده است □
- **اعمال ضربه بین عرشه و کوله‌ها و یا کلید های برشی:** احتمال قابل ملاحظه □ احتمال ناچیز □ مطرح نیست □
- **تمهیدات ویژه :**
  - تمهیدات میرا گر : پیش‌بینی‌نشده □ پیش‌بینی‌شده □ : توضیح : .....
  - تمهیدات قفل شونده : بلی □ خیر □
  - ایزولاسیون ارتعاشی شا لوده‌ها: بلی □ خیر □
- **دیافراگم ها و پیوستگی عرضی:**
  - دیافراگم‌های قائم انتهایی عرشه: تعبیه شده □ تعبیه نشده □
  - دیافراگم‌های قائم عرشه در محل تکیه‌گاه‌ها : تعبیه شده □ تعبیه نشده □
  - دیافراگم‌های قائم میانی: تعبیه شده □ تعبیه نشده □
  - پیوستگی عرضی: تعبیه شده □ تعبیه نشده □
  - دیافراگم افقی عرشه : تعبیه شده □ تعبیه نشده □
- **ترکیب نامساعد عوامل متفاوت با زلزله :** احتمال قابل ملاحظه □ احتمال ناچیز □ مطرح نیست □

۲۲- ویژگی‌های هیدرولیکی و هیدرولوژیکی

• مشخصات عمومی رژیم آب گذر

♦ **دشت سیلابی** □ : – عرض تقریبی دشت سیلابی(بستر کبیر) : .....
– عرض آبراهه (بستر صغیر) : .....

♦ **درّه رود** □ : دارای دشت سیلابی نسبتاً کوچک □ فاقد دشت سیلابی □

♦ **هندسه و ریخت شناسی مسیر آب گذر:**

– **مستقیم** □

– **دارای پیچ و خم** □ : تقریباً سینوسی □ با انحنای کم □ با انحنای متوسط تا خم شدید□ خم شدید □ پیچ ناگهانی (حدود۹۰ درجه) □

– **با انشعاب** □

♦ **نوع تقاطع:** معمولی □ برون محور□ مورب □

♦ **شیب مسیر آب گذر:** نسبتاً تند □ ملایم □ نسبتاً کم □

♦ **پایداری آب گذر:** پایدار استاتیکی □ پایدار دینامیکی □ ناپایدار □

♦ **وضعیت زهکشی :** مناسب □ نامناسب □

♦ **وضعیت سازه‌های زهکشی مجاور:** مناسب □ نامناسب □

♦ **نوع بستر:** بدون پوشش خاکی □ خاک با قابلیت زهکشی زیاد □ خاک با قابلیت زهکشی کم □
خاک رسی با عمق قابل ملاحظه □ ســایر مـــوارد □ : توضیح: .....

♦ **نوع مصالح غالب بستر :** سنگی □ شنی □ ماسه‌ای □ لای □ مصالح چسبنده □

♦ **شیب دیواره :** نسبتاً تند □ ملایم □ نسبتاً کم □

♦ **نوع مصالح غالب دیواره:** سنگی □ شنی □ ماسه‌ای □ لای □ مصالح چسبنده □

♦ **میزان پوشش گیاهی در سواحل:** زیاد □ نسبتاً زیاد □ توسط □ نسبتاً کم □ نـــاچیز □

• مشخصات حوضه آب خیز

♦ **شکل هندسی حوضه :** طویل و باریک □ کوتاه و عریض □ بینابینی □

♦ **شیب حوضه:** نسبتاً تند □ ملایم □ نسبتاً کم □

♦ **نفوذپذیری بستر:** زیاد □ متوسط □ کم □

♦ **استعداد رویش گیاهان در بستر :** زیاد □ متوسط □ کم □

♦ **احتمال تجمع برف و یخ:** زیاد □ متوسط □ کم □

♦ **احتمال رسوب‌گذاری و رسوب‌برداری:** زیاد □ متوسط □ کم □

• پل‌های بر فراز آب راه‌های زیرگذر:

♦ **پایه‌های حفاظت شده در مقابل اعمال ضربه شناورها** □ : نوع سیستم حفاظتی: .....

♦ **پایه‌های حفاظت نشده**□:

– احتمال برخورد شناور به پایه‌ها: زیاد □ کم □

• هیدرولیک پل

♦ **نوع جریان (در دبی حد اکثر ثبت‌شده یا قابل تخمین در دورهٔ باز گشت وبا توجه به شیب بستر)**

مادون بحرانی □ بحرانی □ ماورای بحرانی □

♦ **کفایت ابعاد بازشوی عبور جریان (با توجه به سطح خطر و دوره بازگشت)**

کافی□ مورد تردید □ مشخصاً ناکافی□

ویژگی‌های هیدرولیکی و هیدرولوژیکی- ادامه

- **مشخصات پایه‌ها**

♦ **منفرد تک ستونه** □

♦ **چند ستونه** □ :

گروه پایه‌های مربع مستطیلی □ گروه پایه‌های سیلندری □

سایر مقاطع □ : توضیح: .....

♦ **شکل مقطع پایه‌ها:**

- **مربع مستطیل** □ : با دماغه مسطح □ با دماغه نیمدایره‌ای □ با دماغه مثلثی □
- **بیضوی** □
- **دایروی** □
- **سایر مقاطع و مقاطع متغیر:** توضیح: .....

♦ **امتداد محورهای اصلی پایه‌های دارای مقطع مربع، مربع مستطیل یا بیضوی نسبت به امتداد جریان:**

- محور اصلی طولی مقطع هم امتداد با مسیر جریان □
- محور اصلی عرضی مقطع پایه هم امتداد با مسیر جریان □
- محورهای اصلی مقطع پایه دارای زاویه تورب با امتداد جریان □ : زاویه تورب : .....
- احتمال تغییر زاویهٔ جریان در مقادیر دبی نسبتاً زیاد: زیاد □ کم □

♦ **بازمانده‌های قطعات شناور در پایه‌ها:** وجود دارد □ مشهود نیست □

♦ **اثر کوله‌ها و موقعیت استقرار آنها :** .....

♦ **اثر خاکریز (در صورت موجود بودن):** .....

♦ **آیا در پایه‌ها و کوله ها علایم نشانگر موارد ذیل مشاهده شده است؟** چرخش□ نشست□ جابه‌جایی□

- **ارتفاع زیر گذر**

♦ **آیا ارتفاع آزاد مکفی برای شناور طراحی از تراز داغ آب محتمل با توجه به سطح خطر و دوره بازگشت تأمین شده است؟**

بلی □ خیر□

♦ **احتمال مستغرق شدن پل:**

- در دبی مورد بررسی در سطح بهره برداری بلی □ خیر□
- در دبی مورد بررسی در سطح ایمنی بلی □ خیر□

- **سرریز در پل‌های طاقی با مصالح بنایی** دارد □ ندارد یا مربوط نیست □

- **شرایط اقلیمی و محیطی**

♦ **آثار یون کلر** □

♦ **فاضلاب صنعتی** □ : **توضیح :** .....

♦ **املاح موجود در آب**□ : **توضیح :** .....

♦ **سایر موارد** □ : **توضیح :** .....

ویژگی‌های هیدرولیکی و هیدرولوژیکی - ادامه

• آب شستگی

♦ **آیا شواهد دالّ بر بروز آب شستگی در گذشته یا پتانسیل آب شستگی در آتیه موجود است؟**

- **بلی □ :**

آب‌شستگی گسترده کلی□ آب‌شستگی موضعی □ آب‌شستگی با حمل رسوب □

آب شستگی بدون حمل رسوب □ آب شستگی در آستانه حرکت ذرات بستر □

◈ آیا آثار آب شستگی در محل کوله‌ها یافت گردیده است؟ بلی □ خیر□

◈ آیا حفرات ناشی از آب شستگی در اطراف پایه‌ها یافت گردیده‌اند (از طریق بازرسی از نزدیک کف بستر یا ژرفا سنجی اطراف پایه‌ها) ؟ بلی □ خیر□

◈ آیا شمع‌ها زیر سرشمعی مشهود گردیده‌اند؟ بلی□ خیر□

◈ آیا شرایط مستعد گسترش آب شستگی در آتیه ارزیابی می‌شود؟ بلی □ خیر□

- **خیر □**

♦ **آیا به منظور کاهش آب‌شستگی تدابیری اتخاذ گردیده یا در دست بررسی است؟**

- **بلی □ :**

◈ احداث پی در تراز پایین تر از عمق آب‌شستگی□

◈ بهره‌گیری از پیش بندهای سنگ‌چینی □

◈ تمهیدات دیگر□ : توضیح : .....

- **خیر □**

♦ **رتبه‌بندی در مقابل آب شستگی**

- پل قدیمی بدون عیب مشهود □
- پل جدید بدون شواهد و تاریخچه ثبت شده مبنی بر بروز آب شستگی □ :

با پتانسیل کم آب‌شستگی □ با پتانسیل متوسط □ با پتانسیل زیاد □

- علایم آب شستگی مشهود که نیاز به اقدامات اصلاحی دارد □
- علایم آب شستگی گسترده کلی و یا عمیق موضعی : وضعیت اضطراری □

♦ **برنامه‌ریزی عملیاتی از دیدگاه مسایل مرتبط با آب شستگی:** اقدامات اضطراری □ اقدامات کوتاه مدت □ اقدامات میان مدت □ اقدامات احتیاطی□ غیر لازم □

• مسایل طراحی مفهومی در مقابل سیل

♦ **موقعیت پایه‌ها :** مناسب □ نامناسب □

♦ **شکل پایه‌ها :** مناسب □ نامناسب □

♦ **جهت پایه‌ها :**

ـ امتداد طولی پایه ها در امتداد جهت اصلی جریان □

ـ امتداد جهت اصلی جریان عمود بر محور طولی پایه‌ها □

ـ مورب □ : زاویه تورب زیاد □ زاویه تورب متوسط □ زاویه تورب کم □

♦ **جدا شدن و لغزش و فروافتادن عرشه از پایه‌ها:** احتمال زیاد □ محتمل (پتانسیل متوسط) □ احتمال ناچیز □

♦ **آب‌شستگی زیر و اطراف پی‌ها :** پتانسیل زیاد □ محتمل (پتانسیل متوسط) □ پتانسیل ناچیز□

ویژگی‌های هیدرولیکی و هیدرولوژیکی- ادامه

- **واژگونی :** احتمال زیاد □ محتمل (پتانسیل متوسط) □ احتمال ناچیز□
- **حالات دیگر محتمل گسیختگی و خرابی :** توضیح: .....
- **ارزیابی خسارات ناشی از خرابی پل بر سایر ابنیه پایین دست:** توضیح: .....
- **ترکیب آثار سیل و ضربه قطعات شناور یا شناورهای زیرگذر:** احتمال قابل ملاحظه □ احتمال ناچیز□
- **آیا پل در زمرهٔ پل‌های مورد اشاره در زیر محسوب می گردد؟**
  - پل‌هایی که آثار آب‌شستگی در آنها مشاهده شده و سابقهٔ وقوع آب‌شستگی در سیل‌های گذشته را داشته‌اند □
  - پل‌های واقع بر شیبهای سست قابل فرسایش، بدون تمهیدات خاص طراحی □
  - پل‌های واقع بر مسیر جریان‌های مغشوش و نامساعد □

- **حفاظت و محدود نمودن پهنا**
  - **آیا از دیدگاه فنی و اقتصادی نیاز به حفاظت و محدود نمودن پهنا وجود داشته است؟**
    - **بلی** □ : سیستم های حفاظتی طراحی و یا احداث شده:
      - ◈ خاکریزهای مورب □ :
      توضیح (نوع، هندسه، نحوه عملکرد): .....
      - ◈ دیوارهای هادی و ساحلی □ :
      توضیح (نوع، هندسه، نحوه عملکرد): .....
      - ◈ سپر کوبی □ :
      توضیح (نوع، هندسه، نحوه عملکرد): .....
      - ◈ آب شکن □ :
      نوع و سیستم و توضیحات : .....
    - **خیر** □

- **ساماندهی بازهٔ آبراهه**
  - **آیا شواهدی دالّ بر فرسایش و فرورفتگی سواحل یافت گردیده است؟** بلی □ خیر□
  - **آیا شرایط مستعد فرسایش بیشتر سواحل ارزیابی می شود؟** بلی □ خیر □
  - **مشخصه‌های پل‌های واقع در مسیل و عملکرد گذشته آنها : شرح :** .....

ـ فاصله با نزدیک‌ترین پل بالا دست: ..... ـ فاصله با نزدیک‌ترین پل فرو دست: .....

- **سایر تأسیسات احداث‌شده و تغییرات به عمل آمده در بالادست و پایین دست (از قبیل سد و بند، ساماته های سواحل، برداشت شن و ماسه و ...) و آثار مترتبه :** .....
- **آیا نیاز به ساماندهی رژیم هیدرولیکی وجود دارد؟** بلی □ خیر□
- **در مورد پل‌های برفراز مسیرهای زیرگذر، آیا نیاز به ساماندهی حرکت شناورها وجوددارد؟** بلی □ خیر□
- **آیا آثار تغییر مسیر کانال پس از وقوع سیل‌های گذشته مشاهده می‌گردد؟** بلی □ خیر□

ویژگی‌های هیدرولیکی و هیدرولوژیکی - ادامه

- ترمیم، تغییرات و اصلاحات از زمان احداث

تعریض آبراهه□ ترمیم مصالح بستر یا خاک زیر پی□ ترمیم مصالح پی □ ترمیم مصالح پایه ها □

تعریض پل و افزایش تعداد پایه‌ها □ احداث ابنیه دیگر در نزدیکی پل بالا دست و پایین دست □

عملیات ساماندهی انجام‌شده □ : تعویض روسازی □ تعویض دال عرشه □

- آثار نارسایی‌های هیدرولیکی موجود بر رفتار لرزه‌ای پل

قابل ملاحظه □ مورد تردید □ ناچیز □

- ضمایم

عکس‌ها و کروکی‌های وضعیت پل در هنگام تهیه شناسنامه □ عکس‌ها و تصاویر گویای پل‌ها و سامانه‌های اطراف □

پلان‌ها و مقاطع و پروفیل‌های جریان □ گزیدهٔ سایر اطلاعات سودمند □ : شرح : .....

۲۳- آزمایش‌های شناسایی و کنترل کیفیت در حین مطالعات طراحی و عملیات اجرایی

مکانیک خاک □ بتن □ میل مهارها □ میلگردها □ مصالح فولادی سازه □

جوش □ پیچ □ پرچ □ الاستومر □ مصالح بنایی و ملات □

سایر موارد □ خلاصهٔ اهمّ نتایج : .....

- **عملیات اجرایی و کیفیت اجرا**
  - **میزان همخوانی نقشه‌های موجود با وضعیت اجراشده:** در تطابق □ با تغییرات جزیی □ با تغییرات زیاد □ متفاوت □
  - **آیا ستون‌ها شاقولی هستند** (در حدرواداری‌های مجاز) **؟** - بلی □
    - خیر □ : نسبت نابه‌جایی افقی به ارتفاع : .....

- **کارهای بتن آرمه**
  - **کیفیت مصالح :** بسیار خوب □ خوب □ متوسط □ ضعیف □ بسیار ضعیف □
  - **کیفیت جادادن، مراقبت و عمل‌آوردن بتن :**

بسیار خوب □ خوب □ متوسط □ ضعیف □ بسیار ضعیف □

  - **کیفیت عایق‌بندی شالوده‌ها :** بسیار خوب □ خوب □ متوسط □ ضعیف □ بسیار ضعیف □
  - **کیفیت ساخت اعضای پیش‌ساختهٔ بتنی مسلح یا پیش‌تنیده :**

بسیار خوب □ خوب □ متوسط □ ضعیف □ بسیار ضعیف □

- **کارهای فولادی**
  - **کیفیت ساخت اعضای فولادی: ستون‌ها، تیر ورق‌ها، تیرها و اعضای خرپاها و سایر اعضای فولادی :**

- **کیفیت ساخت :** بسیار خوب □ خوب □ متوسط □ ضعیف □ بسیار ضعیف □
- **کیفیت جوش‌کاری :** بسیار خوب □ خوب □ متوسط □ ضعیف □ بسیار ضعیف □
- **رواداری در ابعاد :** در حدود مجاز □ بیش از حد مجاز □
- **اعوجاج :** به میزان قابل ملاحظه □ به میزان ناچیز □

آزمایش‌های شناسایی و کنترل کیفیت در حین مطالعات طراحی و عملیات اجرایی- ادامه

♦ **کیفیت طراحی و اجرای اتصالات پل‌های فولادی**

- کیفیت طراحی مفهومی اتصالات: بسیار خوب □ خوب □ متوسط □ ضعیف □ بسیار ضعیف □
- کیفیت عمومی اجرای اتصالات : بسیار خوب □ خوب □ متوسط □ ضعیف □ بسیار ضعیف □

◈ اتصالات پیچی : مشخصات پیچ‌ها : .....

نوع نارسایی‌های مشهود: .....

◈ اتصالات جوشی: نوع نارسایی جوش: .....

♦ **کیفیت رنگ آمیزی :** بسیار خوب □ خوب □ متوسط □ ضعیف □ بسیار ضعیف □

♦ **کیفیت عایق‌کاری کف ستون‌ها :** بسیار خوب □ خوب □ متوسط □ ضعیف □ بسیار ضعیف □

♦ **آیا تکنیسین‌های جوش‌کار آزمایش مهارت فنی را با موفقیت گذرانده‌اند ؟** بلی □ خیر □

♦ **کیفیت مصالح و نصب دستگاه‌های تکیه‌گاهی:** بسیار خوب □ خوب □ متوسط □ ضعیف □ بسیار ضعیف □

♦ **کیفیت مصالح و نصب درزهای انبساط و جدایی:** بسیار خوب □ خوب □ متوسط □ ضعیف □ بسیار ضعیف □

♦ **کیفیت اجرای سیستم زهکشی و جمع‌آوری آب‌های سطحی :**

بسیار خوب □ خوب □ متوسط □ ضعیف □ بسیار ضعیف □

♦ **کیفیت عایق کاری عرشه:** بسیار خوب □ خوب □ متوسط □ ضعیف □ بسیار ضعیف □

♦ **کیفیت نظارت بر عملیات اجرایی** بسیار خوب □ خوب □ متوسط □ ضعیف □ بسیار ضعیف □

۲۴- درز یا درز های جدایی و یا انبساط

• **آیا سیستم دارای درز یا درز های جدایی و/ یا انبساط است؟**

- **خیر □ : نوع سیستم و نحوهٔ مقابله با تنش های ناشی از تغییرات دما:** .....
- **بلی □ :**

◈ **نوع درز انبساط یا جدایی:**

درز ساده □ درز ساده لغزشی □ درز با ورق متحرک□ درز چند فاصله ای□

درز با مواد کامپوزیت□ ورق متحرک مایل □ مجموعهٔ درزهای شانه مانند، دندانه دار یا انگشتانه ای (کشویی) □

درز لغزشی توام با انگشتانه (شانه) □ درز با فاصله در هر دو طرف ورق لغزشی □ درز با ورق های مفصلی پوششی □

◈ **هندسه درز :** مورب نسبت به محور مسیر □ شیب دار نسبت به افق □

◈ **حرکت های نسبی متزاید طرفین درز:** در امتداد متعامد بر مسیر □ حرکت نسبی قائم ناشی از نشست یا خمش عرشه □

• **مسایل طرح، ساخت و نگهداری :**

- مهار نامناسب و غیرایمن به اجزای سازه عرشه و پایه‌های کناری □
- تکیه‌گاه نا مکفی برای بخش‌های متحرک □
- مسایل جمع‌آوری آب‌های سطحی و نارسایی‌های کانال‌های زهکشی □
- پرشدن درز با خاک و مواد نخاله و آشغال □
- ترک‌خوردگی عرضی در سطح جاده در اثر عدم عملکرد درز انبساط □
- از بین‌رفتن تمهیدات آب‌بندی □
- یخزدگی در محل درز □
- اختلاف نشست بین دو لبه □
- اعمال خسارت ترمیم‌نشده به لبه‌ها و ورق‌ها و تکیه‌گاه‌ها و ادوات درز □

۲۵- پیشینهٔ عملکرد پل در برابر سوانح و حوادث

- **پل‌های بر فراز آبراهه‌ها و دره‌های سیلابی :**

– پیشینهٔ عملکرد پل در مقابل سیل : .....

– پیشینهٔ عملکرد پل در مقابل ضربهٔ شناورهای زیرگذر : .....

- **کلیهٔ پل‌ها :**

– **پیشینهٔ عملکرد پل تحت تأثیر زلزله** (در صورت وقوع حرکت‌های نیرومند زمین در محدودهٔ تأثیرگذار) :

◈ چنین رخدادی با ویژگی‌های قابل اعتنا در دوران بهره‌برداری از پل به وقوع نپیوسته است □

◈ پیشینهٔ چنین رخدادی در دست نیست و آثار خسارات ناشی از آن نیز مشهود نیست □

◈ سوابق و شواهدی از وقوع زلزله در دست است □ :

✓مشخصه‌های زلزله های تجربه شده در حد اطلاعات جمع‌آوری‌شده:

▪ بزرگا □ : .....

▪ شدت □ : .....

▪ فاصله ساختگاه از مرکز سطحی زلزله □ : .....

▪ سایر ویژگی‌ها : توضیح : .....

✓گسترهٔ خسارات : ناچیز □ جزیی □ محدود □ قابل ملاحظه □ گسترده □

– **پیشینهٔ عملکرد پل تحت تأثیر عوامل دیگر:** .....

◈ باد، تند باد و طوفان □ : .....

◈ سایر عوامل □ :

✓مشخصه عامل مورد نظر: .....

✓نوع خسارات احتمالی و وضعیت فعلی : .....

– **پیشینهٔ عملکرد پل در مقابل ضربهٔ وسایط نقلیهٔ زیرگذر**□ :

◈ برخورد وسایط نقلیه با پایه ها : .....

◈ برخورد وسایط نقلیه زیر گذر با عرشه : .....

✓ارتفاع آزاد زیرگذر به میزان حداقلّ استاندارد تأمین شده است □

✓ارتفاع آزاد زیرگذر به میزان حداقلّ استاندارد تأمین نشده است □

– **پیشینهٔ عملکرد پل تحت تأثیر اضافه بار استثنایی** : .....

– **پیشینهٔ عملکرد نرده‌های حفاظ و تکیه‌گاه‌ها و اتصالات مربوطه در صورت برخورد وسایط نقلیه:**

◈ سابقهٔ چنین رخدادی در دوران بهره‌برداری از پل در دست نیست □

◈ سوابقی از وقوع چنین رخدادی در دست است □ :

✓نوع وسیلهٔ نقلیه، نحوه برخورد و نحوهٔ عملکرد نرده‌های حفاظ:

قادر به ممانعت از سقوط □ ناتوان در ممانعت از سقوط □

– **پیشینهٔ عملکرد پل در صورت وقوع انفجار یا حملات هوایی:**

◈ چنین رخدادی در دوران بهره برداری از پل به وقوع نپیوسته است □

◈ سوابقی از وقوع چنین رخدادی در دست است □ :

✓گسترهٔ خسارات : ناچیز □ جزیی □ محدود □ قابل ملاحظه □ گسترده □

- **پل‌های راه‌آهن**

پیشینهٔ عملکرد در اثر خروج قطار از خطّ آهن: .....

- **پل‌های میان گذر و توگذر**

برخورد وسایط نقلیه با اعضای سازهٔ عرشهٔ توگذر یا میان گذر : .....

۲۶- تاریخچهٔ ترمیم، تقویت، ایمن‌سازی یا بهسازی

- **آیا پس از آغاز بهره‌برداری، افزون بر عملیات متعارف نگهداری، ترمیم یا بهسازی انجام شده است ؟**
  - خیر □
  - بلی □ :
    - ◈ تاریخ بهسازی: .....
    - ◈ نوع یا انواع نارسایی : .....
    - ◈ نحوهٔ تشخیص نارسایی : .....
    - ◈ نیّت از بهسازی:

حفظ یا ارتقای کیفیت یا ایمنی بهره‌برداری □ افزایش ظرفیت باربری □ بهسازی لرزه‌ای □ بهسازی هیدرولیکی □

- ◈ روش بهسازی: .....
- ◈ وضعیت فعلی پل پس از بهسازی : .....

۲۷- وضعیت پل در هنگام تکمیل شناسنامه

(ضرورت تهیهٔ تصاویر و نگاره‌های شماتیک گویای هرگونه نارسایی و اضمحلال و لزوم مستندسازی این مدارک یادآوری می‌گردد)

- **وضعیت خوردگی قطعات فلزی :**

گسترده و عمیق □ گسترده ولی سطحی □ ناچیز □ علایم خوردگی مشهود نیست □

- **وضعیت رنگ و پوشش قطعات فلزی :** مطلوب □ قابل قبول □ نامطلوب □
- **وضعیت دفع‌آب‌های سطحی :** مطلوب □ قابل قبول □ نامطلوب □
- **وضعیت ترک‌ها و نارسایی‌های مشهود دال‌های بتنی مقاطع مختلط (الگوی ترک‌ها برداشت و ضمیمه شود) :**

خلاصهٔ مشاهدات و کمیت و کیفیت ترک‌ها: .....

- **نارسایی‌های تیرهای عرشه‌های بتنی درجا یا پیش‌ساخته (الگوی ترک‌ها برداشت و ضمیمه شود) :**

خلاصهٔ مشاهدات و کمیت و کیفیت ترک‌ها: .....

- **گسترهٔ فعل و انفعالات شیمیایی در مصالح بتنی (الگوی ترک‌ها و موقعیت آنها به صورت شماتیک ترسیم و همراه با عکس-های گویای الگو و گسترهٔ اضمحلال ضمیمه شود) :**

به میزان ناچیز □ علایم شروع فرایند مشاهده می‌شود □ به میزان قابل ملاحظه □

- **آیا در پایه‌های بتنی ترک‌های قائم، افقی یا مایل مشاهده می‌شود؟**
  - خیر (یا ناچیز) □
  - بلی □ : کمیت و کیفیت و الگوی ترک‌ها : .....
- **شواهد دالّ بر خوردگی شمع‌های فولادی و آرماتورهای شمع های بتنی :**
  - در نواحی جزر و مد : بلی □ خیر □
  - در محل مستعد آب‌شستگی و فرسایش : بلی □ خیر □
  - میزان خوردگی: گسترده □ متوسط□ ناچیز□
- **آیا شواهد دالّ براضمحلال و خسارات و صدمات وارده بر شمع‌های بتنی وجود دارد؟**
  - بلی □ : شرح نوع نارسایی، کمیت و کیفیت و الگوی ترک‌ها.....
  - خیر □
- **آثار اضمحلال و فرسایش پایه‌ها و دلفین‌ها و فندرها :** مشهود است □ مشهود نیست □
- **کیفیت درزهای انبساط :** دارای عملکرد مطلوب □ دارای عملکرد نامطلوب □
- **کیفیت روسازی و عایق‌بندی کف عرشه:** مطلوب □ نامطلوب □

وضعیت پل در هنگام تکمیل شناسنامه- ادامه

- **وضعیت روشنایی :** مطلوب □ نامطلوب □
- **کیفیت تکیه گاه‌ها :** در شرایط مطلوب □ در شرایط نامطلوب □
- **خیز عرشه :** قابل رؤیت □ غیرقابل رؤیت □
- **احساس ارتعاش عرشه تحت بارهای بهره برداری متعارف :**

غیرقابل احساس □ قابل احساس در فرکانس زیاد □ قابل احساس در فرکانس کم □

- **دوران پایه‌ها :** قابل رؤیت □ غیرقابل رؤیت □
- **وضعیت نرده‌های حفاظ و تکیه‌گاه‌ها و اتصالات مربوطه (به ویژه از دیدگاه ایمنی) :** مطلوب □ نامطلوب □
- **آیا به دلیل نحوهٔ عملکرد، محدودیتی در بهره‌برداری از پل از طرف مراجع ذیربط اعمال گردیده است؟**

– بلی □ : نوع و میزان محدودیت : .....

– خیر □

۲۸- رتبه‌بندی وضعیت، برنامه‌های مطالعات و عملیات اجرایی آتی و اقدامات حایز اولویت :

- **برنامه و طرح های اصلاحی به‌عمل آمده و در دست مطالعه، برنامه‌های پیش‌بینی‌شده برای مطالعات، ترمیمات، تغییرات، ساماندهی، بهسازی و ایمن‌سازی آتی:** .....

.....

- **وضعیت کلی پل و اقدامات لازم در بازهٔ زمانی کوتاه مدت :**

– پل در وضعیت فعلی و در کوتاه مدت فاقد نارسایی‌های محتاج به اقدامات بهسازی خاص، فرا تر از اقدامات معمول در بهره‌برداری و نگهداری متعارف تشخیص داده می‌شود □

– پل دارای نارسایی‌هایی‌ست که اقدامات عاجل یا احتیاطی بهسازی را ایجاب می‌نماید □ :

◈ **شرح مختصر مهمترین کاستی‌ها و میزان فوریت اقدامات بهسازی :**

.....

- **رتبه بندی وضعیت با توجه به مجموعهٔ عوامل مؤثر و جنبه های عملکردی مورد انتظار :**

– **پل در وضعیت خوب:** در حال حاضر و در کوتاه مدت نیازی به مرمت وجود ندارد □

– **پل در وضعیت کلی خوب،** با پتانسیل انجام اقدامات نگهداری متعارف در حد جزیی و برای اجزای نه چندان مهم □

– **پل در وضعیت احتیاطی،** در خور رسیدگی در کوتاه مدت و اقدام در کوتاه مدت یا میان مدت، با پتانسیل اعمال محدودیت‌های بهره‌برداری و انجام اقدامات بهسازی کلی به‌منظور بازیافت وضعیت اولیه یا مطلوب □

– **پل در وضعیت بحرانی:** عضویا اعضا، زیرمجموعه یا مجموعهٔ پل عملکرد مطلوب خود را از دست داده و نیاز عاجل و اضطراری به اقدامات‌عملی مرمت، بهسازی و ایمن‌سازی وجود دارد (در این حالت اقدامات لازم مشخصاً دارای توجیه فنی و اقتصادی است؛ اگرچه به احتمال زیاد لازم خواهد بود راه مسدود و پل از بهره‌برداری خارج گردد) □

– **پل در وضعیت فوق بحرانی:** در حالتی‌که ضروری باشد راه مسدود و پل از بهره‌برداری خارج گردد تا مطالعات امکان‌سنجی در ارتباط با شیوه‌های مرمت و ایمن‌سازی با توجه به جنبه‌های فنی و اقتصادی به عمل آید □

– **پل در وضعیت وخیم :** هرگاه از نظر فنی و اقتصادی مشخصاً اقدامات عملیِ مرمت و ایمن سازی قابل توجیه نباشد و تخریب و باز سازی یا استفاده از گزینه‌های دیگری از مسیر برای ایجاد ارتباط توجیه‌پذیر باشد (در این حالت لازم است راه مسدود و پل از بهره‌برداری خارج‌گردد) □

۲۹- گزارش‌ها و مدارک فنی موجود

- **فهرست گزارش‌ها، مدارک فنی و نقشه‌های موجود:** .....
.....
- **محل یا محل‌های نگهداری مدارک و مستندات پروژه :** .....

۳۰-پیوست ها

- **کروکی پل شامل موارد زیر تهیه و ضمیمه گردد :**

نما □ پلان □ نوع تکیه‌گاه‌ها □ ابعاد اصلی □ ابعاد مقاطع ظاهری یا درصورت امکان ابعاد درونی اعضا □

- **تصاویر گویایی از پل شامل موارد زیر تهیه و ضمیمه شود :**

– نماهای از پهلو و روی پل نشانگر سیستم سازه و ویژگی‌های هندسی پل و سامانه‌های اطراف □

– جزییات حایز اهمیتِ نشانگر وضعیت موجود (اعضا و اجزای سازه، تکیه‌گاه‌ها، درزها، اجزای الحاقی، روسازی، علایم اضمحلال مصالح، نارسایی‌ها، ...) □

- **گزیده‌ای از نقشه‌ها و مدارک فنی پل، در صورت موجودبودن، ضمیمه شود :**

فهرست : .....

پیوست ح

روش‌های پیش‌بینی عمر مفید باقیمانده پل‌های بتنی

ح ـ ۱ـ کلیات

پیش‌بینی عمر مفید باقیمانده مصالح بتنی در سازهٔ پل‌های موجود را می‌توان در دو مرحله اصلی زیر خلاصه نمود.

ـ تعیین مشخصات بتن در وضعیت فعلی

ـ تخمین زمان لازم برای گسترش میرایی اضمحلال بتن تا رسیدن به وضعیت انهدام.

برای تخمین زمان رسیدن به وضعیت انهدام یا حالت اضمحلال حدی که گستره اضمحلال فراتر از آن را نمی‌توان قابل قبول تلقی نمود، باید عوامل زیر مشخص باشند.

۱) فرآیندهای مسبب اضمحلال

۲) نرخ اضمحلال ناشی از هریک از فرآیندها.

ح ـ ۲ـ بازرسی چشمی و آزمایش‌های لازم

انجام بازرسی بصری برای مشاهده و مستندسازی وضعیت عمومی مصالح سازهٔ پل از ضروری است. برای تخمین عمر مفید باقیمانده، لازم‌است آزمایش‌های زیر انجام شوند.

الف) تعیین ضخامت پوشش بتنی محافظ آرماتور (حداقل ۳ آزمون)

ب) تعیین عمق کربناته شدن بتن (حداقل ۳ آزمون)

پ) تعیین پروفیل یون کلرید نفوذی در بتن

ح ـ۳ـ مدل‌های پیش‌بینی عمر مفید باقیمانده

برای کاربرد مدل‌های ساده شدهٔ مورد بحث در این پیوست به نتایج حاصل از بازرسی چشمی و آزمایش‌های الف، ب و پ مذکور در بند ح ـ۲ فوق نیاز خواهد بود. در این راهنما برای افزایش دقت و نیل به مدل‌های واقع‌گرایانه از روش نیمه احتمالاتی استفاده می‌شود.

در روش نیمه احتمالاتی، توابع اضمحلالِ وابسته به زمان به‌کار گرفته می‌شوند. با توجه به آنکه به‌طور معمول تعداد داده‌های حاصل از بازرسی چشمی و آزمایش‌های وابسته برای شناسایی آثار عوامل مؤثر محدود می‌باشد، انتظار می‌رود پراکندگی در نتایج مشاهده گردد. بنابراین لازم است به نحو مناسبی از طریق مفاهیم مبتنی بر نظریه قابلیت اعتماد، در تخمین و پیش‌بینی عمر مفید باقیمانده سازهٔ بتنی آثار پراکندگی نتایج مورد پردازش و پالایش قرار داده شوند. به این دلیل انحراف از میانگین در مطالعات وارد می‌گردد. نتیجهٔ چنین محاسبه‌ای، تخمین زمانی خواهد بود که از این پس تا نیل به حالت حدّی تعریف شده‌ای از اضمحلال، با امعان نظر به تراز قابلیت اعتماد با روند بهره‌برداری و نگهداری معمول به‌طول خواهد انجامید.

ح ـ۳ـ الف ـ حالات حدی متناظر با سطوح متفاوت قابلیت اعتماد

- حالات حدی بهره‌برداری (SLS)
- حالات حدی نهایی(ULS)

– در این راهنما، اهداف بهسازی در چارچوب ترازهای عملکردی متناظر با میزان خسارت و رده‌بندی‌های بهسازی لرزه‌ای منظور گردیده است. با توجه به اهمییت ترازهای عملکردی موردنظر در هریک از سطوح خطرپذیری زمین‌لرزه، معیارهای مربوط به حالات حدی بهره‌برداری به‌نحوی که گویای ترازهای عملکردی مربوط باشند، مورد توجه قرار داده می‌شوند.

ح ـ۳ـ الف ـ ۱ـ حالات حدی بهره‌برداری

از آن‌روکه به‌طور معمول مهمترین پدیده‌ای که در عمر مفید سازه‌های بتنی مسلح اثر گذار است خوردگی آرماتور فولادی می‌باشد، حالات حدّی بهره‌برداری را می‌توان چنین در نظر گرفت.

حالات حدّی بهره‌برداری I) حذف لایه محافظ خوردگی فولاد مدفون در بتن

حالات حدّی بهره‌برداریII) تشکیل ترک

حالات حدّی بهره‌برداریIII) ورآمدن و فرو ریزش بتن

– بر اساس چنین تعاریفی، شاخص‌های قابلیت اعتماد را می‌توان با ضریب تناسب (p) مقیاس نمود (جدول ۱).

$$p = \frac{c_{\text{خطر}}}{c_{\text{بهسازي}}} \qquad \text{(ح ـ۱)}$$

$P \equiv$ ضریب تناسب

$c_{\text{خطر}} \equiv$ هزینه‌های حداقل نمودن خطر (ریال)

$c_{\text{بهسازي}} \equiv$ هزینه‌های بهسازی ناشی از انهدام برای حالت حدی انتخابی (ریال)

درصورتی‌که β_{SLS} نمایشگر قابلیت اطمینان در طول عمر مفید برای حالت حدی بهره‌برداری موردنظر باشد، جدول ح ـ ۱ مقادیر حداقل این شاخص را برای حیطه‌های متفاوت و ضرایب تناسب ارایه می‌دهند.

جدول ح ـ ۱: حداقل شاخص قابلیت اعتماد β_{SLS} در طول عمر مفید

P	β_{SLS}
کم	۲,۰
معمولی	۱,۵
زیاد	۱,۰

ح ـ۳ـ الف ـ۲ـ حالات حدی نهایی

حالات حدی ULS1) ورآمدن بتن، اگر منجر به ریزش و سقوط قطعات بتن گردد.

حالات حدیULS2) از بین رفتن پیوستگی بین بتن و فولاد.

حالات حدی ULS3) انهدام قطعات یا اعضای سازه.

معمولاً برای این حالات حدی شاخص قابلیت اعتماد یعنی β_{ULS} برابر با ۳/۸ در نظر گرفته می‌شود.

ح ـ۳ـ ب ـ مدل نیمه احتمالاتی کربناته شدن بتن

مدل ریاضی کربناته‌شدن بتن عبارت‌است از:

$$x_c(t) = k.\sqrt{t} \qquad \text{(ح ـ۲)}$$

که در آن،

$x_c \equiv$ عمق کربناته‌شدن بتن (mm)

$k \equiv$ نرخ (آهنگ) کربناته شدن $(mm/\sqrt{سال})$

$t \equiv$ سن سازه (سال)

با توجه به تعداد معمولاً اندک نتایج ناشی از آزمایش‌های کربناته شدن (حداقل ۳ مورد) بهتر است از توزیع استیودنت (تی) استفاده شود. اگر خوش‌بینانه عمل شود می‌توان از توزیع نرمال استفاده نمود. ضریب تغییرات CV که به صورت درصد بیان می‌شود عبارت است از:

$$CV\% = \frac{S}{\overline{X}} \qquad \text{(ح ـ۳)}$$

که در آن:

$S \equiv$ واریانس نمونه،

$\overline{X} \equiv$ میانگین نمونه.

مثال- مطلوبست تعیین عمر مفید باقیمانده پل بتنی با اطلاعات زیر:

- متوسط عمق کربناتاسیون سه آزمون برابر ۱۲ میلیمتر و انحراف معیار محاسبه شده از طریق توزیع t برابر ۵ میلیمتر است.
- اندازه گیری فوق در سن ۲۵ سالگی بتن انجام پذیرفته است.
- متوسط ضخامت پوشش بتنی روی میلگردها برابر ۳۰ میلیمتر و انحراف معیار آن ۸ میلیمتر می‌باشد.
- حداقل شاخص اطمینان برابر است با : $\beta_o = ۱/۵$

پاسخ

محاسبهٔ ضریب تغییرات پوششی بتن: $CV_{cover}\% = \frac{۸}{۳۰} \times ۱۰۰ = ۲۶/۷\%$

محاسبه ضریب تغییرات عمق کربناته شدن بتن: $CV_c\% = \frac{۵}{۱۲} \times ۱۰۰ = ۴۱/۷\%$

تعیین متوسط نرخ کربناته‌شدن k_c: $\overline{x}_c(t) = \overline{k}.\sqrt{t} \Rightarrow ۱۲ = \overline{k}.\sqrt{۲۵} \Rightarrow \overline{k} = ۲/۴ \quad mm/\sqrt{سال}$

محاسبه واریانس نرخ کربناتاسیون: $S_k = ۰/۴۱۷ \times ۲/۴ = ۱/۰۰۱ \ mm/\sqrt{سال}$

محاسبه عمر مفید باقیمانده تا نیل به‌حالت حدی:

$$U_۱ = \frac{R-۳۰}{۸} \qquad U_۲ = \frac{S-۲/۴\sqrt{t}}{۲/۴\times ۰/۴۱۷\sqrt{t}}$$

$L(U_1,U_2) = R-S \Rightarrow L = ۸U_1 + ۳۰ - \sqrt{t}U_۲ - ۲/۴\sqrt{t})$

$L = ۸U_۱ - \sqrt{t}U_۲ + (۳۰ - ۲/۴\sqrt{t})$

A=8

$B = -\sqrt{t}$

$C = ۳۰ - ۲/۴\sqrt{t}$

$$\beta = \frac{C}{\sqrt{A^۲ + B^۲}} \Rightarrow ۱/۵ = \frac{۳۰-۲/۴\sqrt{t}}{\sqrt{۸^۲ + (-\sqrt{t})^۲}} \Rightarrow \boxed{t = ۳۸ \text{ سال}}$$

بنابراین عمر مفید حدود ۳۸ سال تخمین زده می‌شود.

ح ـ۳ـ پ ـ مدل نیمه احتمالاتی نفوذ یون کلرید

درتعریف مدل نیمه احتمالاتی نفوذ یون کلرید سعی می‌شود شباهت‌هایی با مدل به‌کار گرفته شده در ارتباط با کربناته‌شدن بتن به لحاظ شکل تابع در نظر گرفته شود، اگرچه در این‌جا بالطبع پارامترهای مؤثر متفاوت می‌باشند. در این حالت رابطهٔ زیر به‌کار می‌رود:

$$C(x,t) = C_i + (C_s - C_i)\,erf\left[۱ - \frac{x-\Delta_x}{۲\sqrt{t.D_{app}}}\right] \qquad \text{(ح ـ۴)}$$

که در آن:

$C(x,t) \equiv$ غلظت یون کلرید در زمان t به فاصلهٔ x از سطح خارجی بتن (درصد وزنی سیمان)

$C_i \equiv$ غلظت اولیه یون کلرید (درصد وزنی سیمان)

$C_s \equiv$ غلظت یون کلرید در سطح خارجی بتن (درصد وزنی سیمان)

$erf \equiv$ تابع خطا به شرح رابطه (ح–۵)

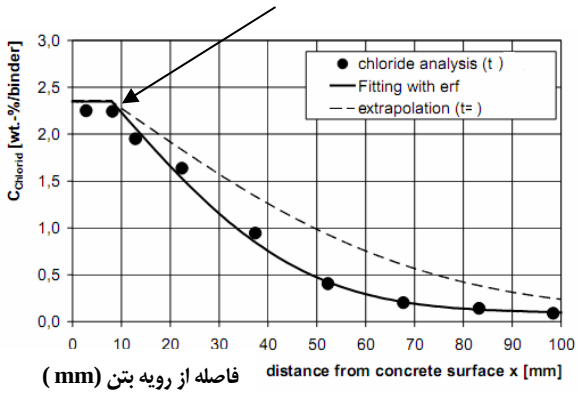
$$erf(x) = \Phi(\sqrt{۲x}) = \frac{۲}{\sqrt{\pi}}\int_۰^x e^{-t^۲}dt = \frac{۲}{\sqrt{\pi}} = \left[x - \frac{x^۳}{(۱!)(۳)} + \frac{x^۵}{(۲!)(۵)} - \ldots + \frac{(-۱)^n - x^{۲n+۱}}{(n!)(۲n+۱)}\right] \qquad \text{(ح ـ۵)}$$

$t \equiv$ سن بتن (سال)

$D_{app} \equiv$ ضریب انتشار ظاهری وابسته به زمان برحسب $\frac{mm^۲}{سال}$،

$\Delta x \equiv$ عمق ناحیهٔ همرفتی (mm) (فاصله‌ای از سطح خارجی بتن که حداکثر غلظت یون کلرید اندازه‌گیری‌شده را نشان می‌دهد).

رابطهٔ (ح ـ۴) توزیع یون کلرید را درون بتن نشان می‌دهد که باید براساس انتخاب مبتنی بر پردازش مناسب یا قضاوت مهندسی در ارتباط با نتایج حاصل از آزمایش برای محاسبه منحنی فوق به‌کار رود و پارامترهای C_s و D_{app} از آن حاصل شود. در مثال زیر نحوهٔ محاسبات ارایه گردیده است.



متوسط عمق نفوذ وابسته به زمان برای غلظت یون کلرید بحرانی (مسبب خوردگی فولاد) را می‌توان از رابطهٔ (ح-۶) تخمین زد.

$$x_{crit}(t) = ۲\sqrt{۳t.D_{app}(t)}\left(۱-\sqrt{\frac{C_{crit}-C_i}{C_s-C_i}}\right)+\Delta x \qquad \text{(ح ـ ۶)}$$

مقدار C_{crit} را در جهت اطمینان می‌توان برابر ۰/۴۸ درصد وزنی سیمان فرض نمود. ضریب تغییرات عمق نفوذ بحرانی(x_{crit}) با تقریب خوب برابر ۵۰ درصد در نظر گرفته می‌شود. معمولاً متوسط مقدار غلظت یون کلرید در بتن برابر ۰/۱ درصد وزنی سیمان است.

مثال- مطلوبست تعیین عمر مفید پل بتنی با اطلاعات زیر:

- پروفیل یون کلرید اندازه‌گیری شده در سن t سال به قرار جدول زیر بدست آمده است.
- غلظت بحرانی یون کلرید به میزان متوسط Ccrit=۰/۴۸ درصد وزنی سیمان اختیار می‌شود.
- متوسط حداقل ۳ آزمایش برای تعیین ضخامت پوشش بتنی برابر۷۰ میلیمتر و انحراف معیار آن ۸ میلیمتر بدست آمده است (فرض می‌شود توزیع نرمال باشد).

پاسخ

از رسم نمودار پروفیل یون کلرید $\Delta x = 8mm$ به‌دست می‌آید. مقدار$C_i=0.1$ درصد وزنی سیمان در نظر گرفته می‌شود.
نتایج حاصل از رگرسیون داده‌های جدول فوق به قرار زیر است:

D_{app}=۱۲/۱۴۱۳۶ mm^2/سال

C_s=۲/۳۵۰ درصد وزنی سیمان

محاسبهٔ متوسط عمق نفوذ غلظت بحرانی یون کلرید:

$$\bar{x}_{crit}(t) = ۲\sqrt{۳tD_{app}}\left(۱-\sqrt{\frac{C_{crit}-C_i}{C_s-C_i}}\right)+\Delta x$$

$$\bar{x}_{crit}(t) = ۲\sqrt{۳\times ۱۲/۱۴۱۳۶t}\ \left(۱-\sqrt{\frac{۰/۴۸-۰/۱}{۲/۳۵۰-۰/۱}}\right)+۸ = ۷/۱\sqrt{t}+۸$$

بازه نمونه برداری		عمق x (mm) (۳)	c (x) اندازه‌گیری شده (درصد وزنی سیمان) (۴)	C(x) محاسبه شده (درصد وزنی سیمان) (۵)	v_i^2 [درصدوزنی سیمانی]^2 $(۶)=\left[\frac{(4)-(5)}{(4)}\right]^2$
از (mm) (۱)	تا (mm) (۲)				
۰/۰	۵/۶	۲/۸	۲/۲۵۰	۲/۲۵۰	۰/۰۰۰۰۰
۵/۶	۱۰/۸	۸/۲	۲/۲۴۳	۲/۳۳۸	۰/۰۰۱۸۱
۱۰/۸	۱۵/۰	۱۲/۹	۱/۹۵۰	۲/۰۶۱	۰/۰۰۳۲۳
۱۵/۰	۲۹/۸	۲۲/۴	۱/۶۳۵	۱/۵۲۸	۰/۰۰۴۲۶
۲۹/۸	۴۵/۰	۳۷/۴	۰/۹۴۵	۰/۸۴۷	۰/۰۱۰۶۵
۴۵/۰	۵۹/۰	۵۲/۳	۰/۴۰۵	۰/۴۲۴	۰/۰۰۲۲۰
۵۹/۶	۷۵/۸	۶۷/۷	۰/۲۰۳	۰/۲۱۰	۰/۰۰۱۴۳
۷۵/۸	۹۰/۶	۸۳/۲	۰/۱۴۳	۰/۱۳۰	۰/۰۰۸۳۱
۹۰/۶	۱۰۶/۲	۹۸/۴	۰/۰۹۰	۰/۱۰۰	۰/۰۱۲۳۵
جمع حداقل شده:					۰/۰۴۴۳

محاسبهٔ واریانس x_{crit}:

$$\sigma(x_{crit}) = ۰/۵ \times \overline{x}_{crit} = ۳/۶\sqrt{t} + ۴(mm)$$

اگر حداقل β برابر $\beta_{min}=1.5$ فرض شود، خواهیم داشت:

$$U_۱ = \frac{R - ۷۰}{۸}$$

$$U_۲ = \frac{S - ۷/۱\sqrt{t} - ۸}{۳/۶\sqrt{t} + ۴}$$

معادلهٔ حالت حدی، L برابر است:

$L(U_1,U_2)=R-S \Rightarrow L(U_1,U_2)=8U_1+70-(3.6\sqrt{t}+4)\,U_2-7.1\sqrt{t}-8=0$

$L(U_1,U_2)=8U_1-(3.6\sqrt{t}+4)U_2+(62-7.1\sqrt{t})=0$

$$\begin{cases} A=8 \\ B=-(3.6\sqrt{t}+4) \\ C=62-7.1\sqrt{t} \end{cases}$$

$$\beta = \frac{C}{\sqrt{A^۲ + B^۲}} = \beta_{\min} \Rightarrow \frac{۶۲ - ۷/۱\sqrt{t}}{\sqrt{۸^۲ + (۳/۶\sqrt{t} + ۴)^۲}} \rightarrow ۱/۵ \Rightarrow$$

سال t =۱۸/۴

ح ـ ۳ـ ت ـ واکنش قلیایی سنگدانه

تاکنون هیچ مدل واقع‌گرایانه‌ای برای واکنش قلیایی سنگدانه ارایه نگردیده است. لذا می‌توان از یکی از روش‌های زیر بهره‌گیری نمود.

- پایش انبساط مغزه‌های اخذ شده از سازه در محیط مرطوب
- پایش حرکت‌های تفاضلی (نسبی) اجزای سازه پل

پیوست خ

مثال کاربردی

در این مثال کوشش به‌عمل آمده است نمونه‌ای از مطالعات ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای به دو روش مورد تأیید راهنمای بهسازی لرزه‌ای پل‌ها، جهت تسهیل در کاربرد مفاهیم مورد بحث در راهنمای مزبور، ارایه گردد.

به این منظور، نمونه‌ای از یک پل دارای سیستم سازه‌ای از نوعی که به تعداد قابل ملاحظه‌ای در کشور احداث گردیده، انتخاب شده و ارزیابی پل مزبور به دو روش" نسبت ظرفیت به تقاضای اعضا و اجزای پل" و همچنین روش "تغییرمکان جانبی پایه به پایه" صورت پذیرفته است. با توجه به آنکه صرفاً ارایه روند عملیاتی گام به گام مطالعات و مثال کاربردی به دو روش مذکور در فوق در این مثال مورد نظر می‌باشد و به‌کارگیری دو روش، امکان مقایسهٔ نتایج را نیز فراهم خواهد آورد، ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای برای حالتی از اعمال آثار ناشی از زلزله به عمل‌آمده است که مؤلفه عرضی زمین‌لرزه مسلط فرض شود. در این حالت، با توجه به طول نسبتاً اندک دهانه‌های پلِ نمونهٔ اختیار شده و سیستم سازه‌ای پل و با فرض آنکه پل در حوزه نزدیک گسلش محتمل قرار نگرفته باشد، از اثر مؤلفه قائم در این مثال صرف‌نظر گردیده است زیرا انتظار می‌رود آثار ناشی از مؤلفه قائم زمین‌لرزه در چنین شرایطی تعیین‌کننده نباشد. همچنین به‌منظور آنکه پیچیدگی‌های محاسبات عددی، مفاهیم بنیادین مطالعات ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای به دو روش مورد بحث را تحت الشعاع قرار ندهد، از اثر تحریک نامتجانس تکیه‌گاه‌ها نیز چشم‌پوشی شده است. در این مقوله نیز انتظار نمی‌رود برای پل مورد نظر، این آثار در نتایج ارزیابی آسیب‌پذیری تأثیر قابل ملاحظه‌ای داشته باشند.

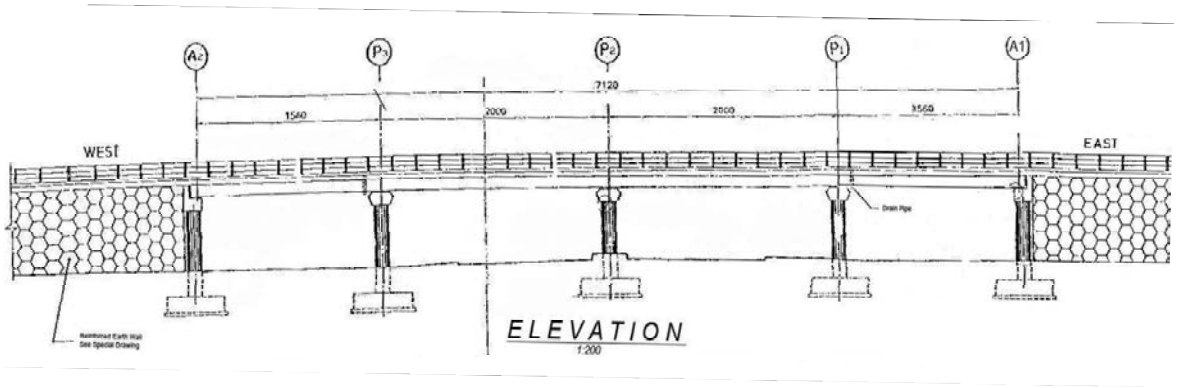
همچنین فرض می‌گردد که با توجه به جمیع جهات، از دیدگاه گروه بهسازی لرزه‌ای – مطابق با مفاهیم مندرج در فصل هفتم – پل در گروه بهسازی لـرزه‌ای (د) قرار گیرد. نظر به آنکه مطالعـات تحلیل خطر ویژه ساختگـاه پل انجام نشده است، به‌منظور ارایه روند محاسبات، ارزیابی برای سطوح خطر زمین‌لرزه با ۳ مقدار متفاوت بیشینه شتاب بستر سنگی به‌عمل آمده است. به ترتیب ارزیابی برای بیشینهٔ شتاب مفروض برابر با ۰/۳۵g نمایشگر زمین‌لرزه طراحی در روش تک‌سطحی از دیدگاه خطر زمین لرزه در ساختگاهی واقع در پهنه با خطر نسبی زمین‌لرزه خیلی زیاد مطابق ویرایش سوم آیین‌نامه۲۸۰۰ فرض گردیده است و زمین‌لرزه در سطوح خطر افزون‌تر (با احتمال وقوع کوچک‌تر) با ملحوظ داشتن مقادیر بیشینه شتاب بستر سنگی برابر با ۰/۵g و ۰/۷۵g فرض شده است که از یک سو حالات سطوح خطر در تراز ایمنی (ز–۲) را پوشش دهد و از سوی دیگر، منتج به نتایجی گردد که به مدد آن مقاومت نهایی پل قابل ارزیابی بوده و در چارچوب روش تغییرمکان جانبی پایه به پایه، که مبتنی بر روش تحلیل استاتیکی غیرخطی بار افزون می‌باشد، رفتار غیرخطی استاتیکی و ظرفیت شکل‌پذیری پل قابل بررسی باشد. پس از معرفی مشخصات عمومی پل، برای هریک از دو روش ارزیابی مورد بحث، جزییات مطالعات همراه با توضیحات لازم ارایه گردیده است.

فهرست مراجع راهنما در انتهای متن اصلی ارایه شده است [۱] .در ارتباط با جنبه‌های گوناگون مطالعات ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای پل‌ها و پژوهش‌های کاربردی و نظری ذیربط، به گزارش طرح تحقیقات ملی انجام شده توسط مجری پروژه [۲] و همچنین مجموعه‌ای از پایان‌نامه‌های تحصیلات تکمیلی که زیر نظر و به راهنمایی وی ارایه شده [۳] و برخی از مقالات منتج از آن مطالعات [۳]، و همچنین مجموعهٔ مطالعات گزارش شده تحت عنوان مرجع [۴] مراجعه گردد.

مشخصات پل مورد مطالعه

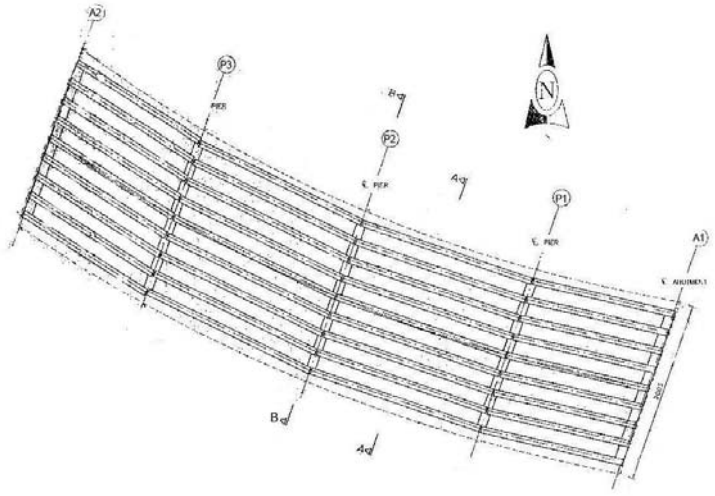
مشخصات عمومی پل

پل مورد مطالعه از نوع بتن مسلح و دارای چهار دهانه می‌باشد. طول دو دهانهٔ کناری ۱۶ متر و طول دو دهانهٔ میانی پل برابر با ۲۰ متر می‌باشد. بنابراین، طول کل پل ۷۲ متر است. در شکل خ-۱ نمای جانبی پل به صورت شماتیک نشان داده شده است.



شکل خ-۱- نمای جانبی پل [۵]

مطابق نقشه‌های موجود[۵] ، عرض کل تابلیه پل با احتساب جزیره میانی، پیاده‌روها در دو سمت، دو مسیر عبور در هر یک از مسیرهای رفت و برگشت پل، جمعاً برابر با ۱۹/۴ متر می‌باشد. این پل در پلان دارای قوس با شعاع انحنای ۱۳۵متر می‌باشد (که به وضوح در شکل خ-۲ مشهود است) به طوری که مماس بر محورهای ابتدایی و انتهایی پل با یکدیگر زاویه‌ای در حدود ۲۰ درجه می‌سازند.



شکل خ-۲- پلان پل و میزان قوس پل در پلان [۵]

عرشه دارای شیب عرضی بین ۲/۸٪ تا ۴٪ می‌باشد که از سمت شرق به غرب افزایش می‌یابد.

روکش سواره رو شامل ۷ سانتی‌متر آسفالت به همراه عایق‌کاری و روکش پیاده‌روها از مصالح بتنی مسلح می‌باشند.

هریک از پایه‌های پل، شامل پایه‌های میانی و کناری، از نوع قابی شکل و متشکل از ۴ ستون و تیر سرستون می‌باشد. خاک‌ریزهای شیب راهه‌های ابتدایی و انتهایی به‌صورت سیستم خاک مسلّح احداث گردیده که با درز انبساط با بعد کافی از سازهٔ پل مجزا گردیده است.

سازه عرشه این پل شامل ۹ عدد شاه‌تیر طولی از نوع بتنی پیش‌ساخته مختلط با دال بتنی درجای فوقانی کف عرشه می‌باشد. سازهٔ عرشهٔ پل در امتداد طولی به صورت ممتد در نظر گرفته شده است. تیرهای پیش‌ساخته بتنی بر تکیه‌گاه‌های الاستومر با ابعاد موجود در نقشه‌ها، بر سرستون پایه‌ها استقرار یافته‌اند.

تیرهای متکی بر دهانه‌های میانی و انتهایی از طریق دیافراگم‌های عرضی بتنی مسلح درجا در دو انتها به یکدیگر متصل شده‌اند که علاوه بر ایجاد دیافراگم عرضی در محل پایه‌ها، عملکرد ممتد سازه عرشه پل را نیز میّسر می‌نماید. با توجه به ممتد بودن دهانه‌های سازهٔ عرشه و در نتیجه ایجاد لنگر منفی در محل تکیه‌گاه‌ها، آرماتورهای تقویتی در دال فوقانی در حوالی مواضع پایه‌ها پیش‌بینی شده‌اند.

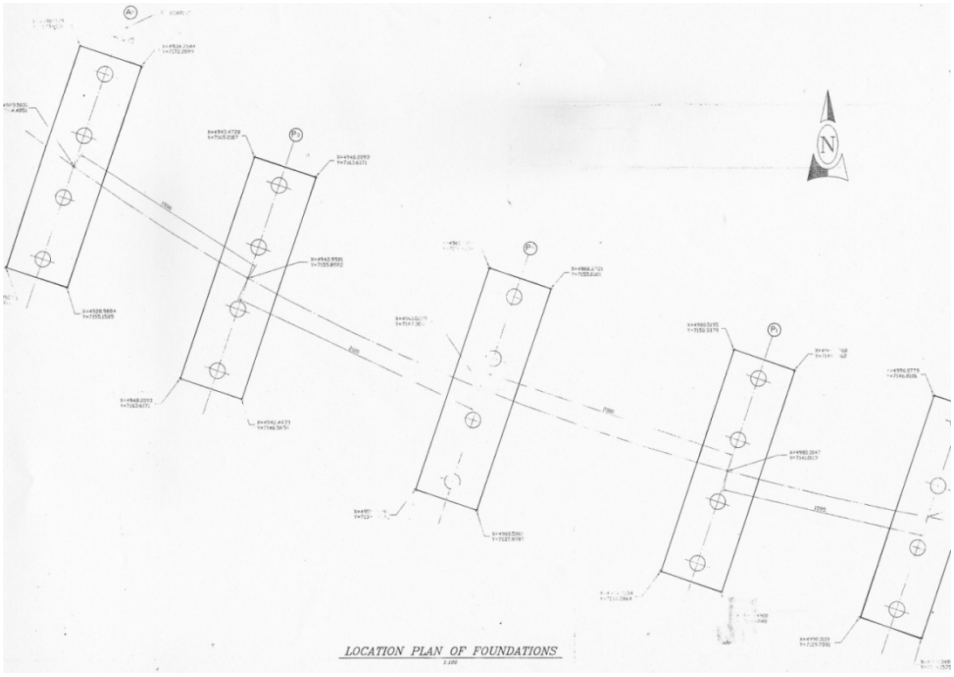
عرشهٔ پل مورد بحث از نظر انتقالی در امتداد طولی پل بر دستگاه تکیه‌گاهی الاستومر نئوپرن به شرح مذکور در فوق تکیه نموده است. بنابراین، در صورت اعمال نیروهای طولی ناشی از زلزله، میزان حرکت انتقالی طولی وابسته به میزان سختی برشی مجموعه نئوپرن‌های پل می‌باشد. در امتداد عرضی حرکت انتقالی عرشه با تعبیه برش‌گیرهای عرضی بر سرستون‌ها و مابین تیرهای اصلی، مقید گردیده است. طبق نقشه‌های اجرایی فاصلهٔ بین کلیدهای برشی و تیرهای پیش‌ساختهٔ مجاور با مواد لاستیکی (نئوپرن) پر شده است به این نیت که مواد مزبور نقش ضربه‌گیر را در اعمال نیروهای عرضی ناشی از زلزله بین سازه عرشه و کلیدهای برشی ایفا نمایند.

سیستم سازه‌ای پل

شالوده‌ها

پی‌ها از نوع سطحی می‌باشند و هر چهار ستون توسط یک پی نواری به ابعاد ۱/۲۵ × ۵ × ۱۸ متر به یکدیگر متصل گردیده‌اند. به‌این ترتیب، شالوده‌ها شامل ۵ پی سطحی نواری برای ۵ قاب عرضی متشکل از ستون‌ها و سرستون‌ها می‌باشند. در تکیه‌گاه‌های انتهایی بین محور تقارن ستون‌ها و پی و محور نئوپرن‌های مستقرشده بر سرستون به میزان ۳۵ سانتیمتر برون‌محوری وجود دارد.

براساس نقشه‌ها، شالوده دارای آرماتور جلدی در ضخامت خود نمی‌باشد، ولی لایه‌ای از آرماتور فوقانی برای آن پیش‌بینی شده است. شکل خ-۳ پلان شالوده‌ها را نشان می‌دهد.



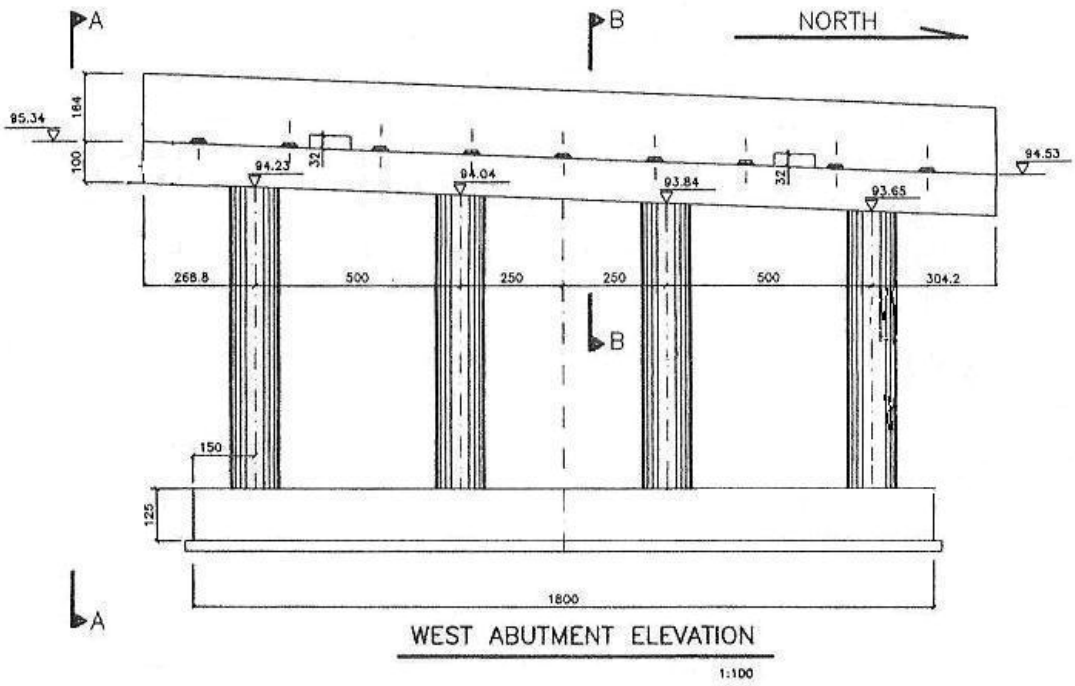
شکل خ-۳- پلان شالوده‌ها[۵]

پایه‌ها

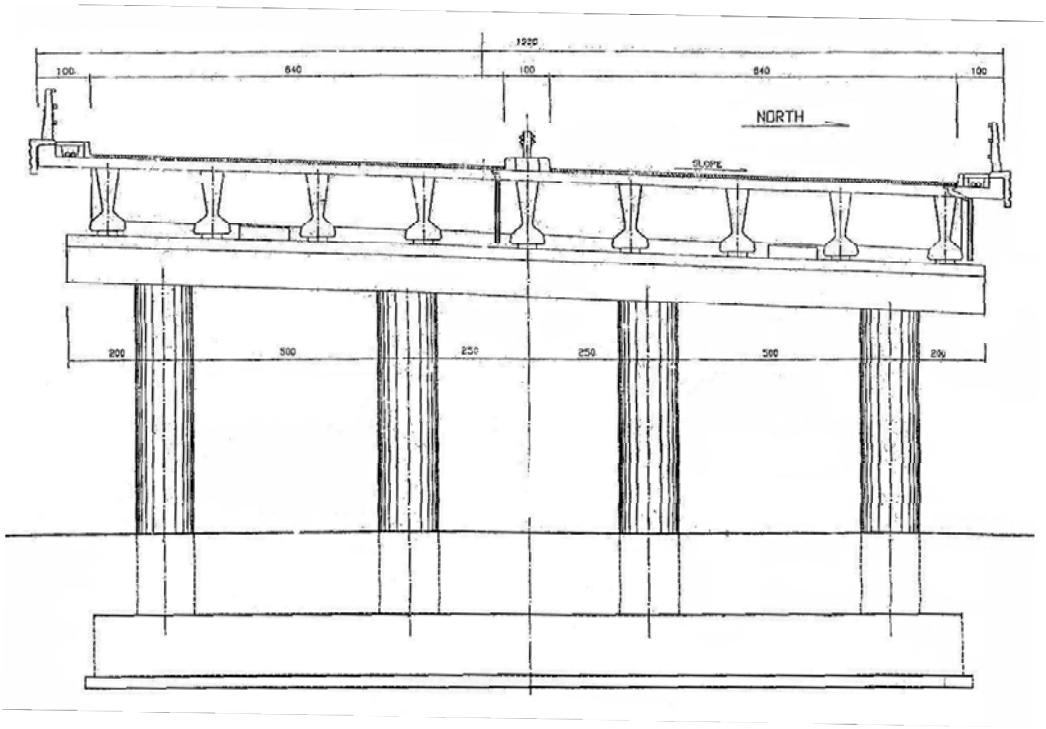
ستون‌ها از نوع بتنی مسلح درجا و با اتصال یک پارچه به شالوده و سرستون طراحی شده‌اند. ستون‌ها دارای مقطع دایروی، به قطر ۱/۲ متر می‌باشند. بنابراین، پل دارای ۵ پایه (قاب عرضی) می‌باشد. هر پایه، متشکل از ۴ ستون و تیر سرستون، تشکیل یک قاب در امتداد عرضی می‌دهد. به‌این ترتیب، پل در مجموع دارای ۲۰ ستون می‌باشد.

ارتفاع میانگین ستون‌ها بر اساس نقشه‌های طراحی درحدود ۷/۵ متر می‌باشد. شکل‌های خ-۴ و خ-۵ به ترتیب نمایی از پایه‌های کناری و میانی را نمایش می‌دهند.

قاب‌های متشکل از ستون‌ها و سرستون‌ها علیرغم وجود قوس در پلان با توجه به وجود مسیر زیرگذر با یکدیگر موازی درنظر گرفته شده‌اند. بنابراین، امتداد محورهای پایه‌ها با محور طولی پل در مواضع پایه‌های متفاوت دارای زوایای توّرب متفاوت می‌باشد.



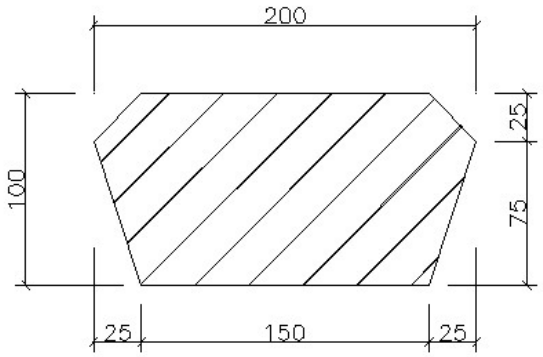
شکل خ-۴- نمای پایهٔ کناری غربی، شامل موقعیت دستگاه‌های تکیه‌گاهی و کلیدهای برشی [۵]



شکل خ-۵- نمای یک پایهٔ میانی به همراه برش سازهٔ عرشه[۵]

سرستون

سرستون‌های قاب‌های عرضی از نوع بتنی مسلح و به صورت درجا دارای ابعاد تقریبی و به فرم نمایش داده شده در شکل خ-۶ می‌باشند.



شکل خ-۶- برش سرستون (ابعاد برحسب سانتی‌متر)[۵]

تکیه‌گاه‌ها

تکیه‌گاه تیرهای عرشه بر سرستون‌ها از نوع الاستومر (نئوپرن) می‌باشد.

در مدارک طراحی نئوپرن کوله‌ها از نوعmm (۳۷)۵۲×۳۰۰×۲۰۰ و نئوپرن پایه‌ها از نوع mm (۲۹)۴۱×۳۰۰×۲۰۰ مطابق مشخصات مندرج در کاتالوگ شرکت سازنده یا سایر شرکت‌های سازنده با همین مشخصات [6] در نظر گرفته شده است.

هر یک از تیرهای پیش‌ساخته در هر انتها از طریق تکیه‌گاه الاستومر بر سرستون پایه‌ها استقرار یافته است. به‌عبارت دیگر، روی هر سر ستون میانی، دو ردیف نئوپرن به عنوان دستگاه تکیه‌گاهی برای دو انتهای تیرهای پیش‌ساخته دو دهانه مجاور پیش‌بینی گردیده است.

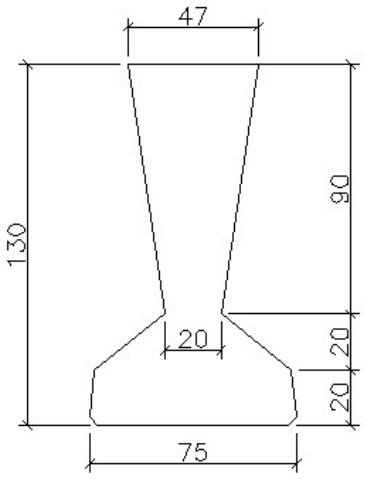
در امتداد عرضی روی هر سرستون دو تکیه‌گاه جانبی (کلید برشی) بتنی مسلح به‌صورت بیرون‌زده از سرستون‌ها پیش‌بینی شده که در کنارهٔ آنها از نئوپرن استفاده شده است. این زائده‌های بتنی به منظور محدود نمودن جابه‌جایی عرشه در امتداد عرضی در نظر گرفته شده‌اند.

تیرهای عرشه

تیرهای طولی عرشه از نوع پیش ساخته بتنی می‌باشند که با دال بتنی درجای فوقانی تشکیل مقطع مختلط می‌دهند. ارتفاع مقطع پیش‌ساخته ۱۳۰ سانتی‌متر، عرض زیرین تیرها ۷۵ سانتی‌متر و بعد جان متغیر بوده و از۲۰ تا ۴۷ سانتی‌متر تغییر می‌کند (شکل خ-۷). متعاقب اجرا و سخت‌شدن بتن دال درجای فوقانی، تیرها به‌صورت T شکل مختلط از بتن پیش‌ساخته و بتن درجا

عمل می‌نمایند. تیرها تنها روی تکیه‌گاه‌ها با تیر عرضی به یکدیگر متصل شده‌اند و در میانه‌های دهانه‌ها فاقد دیافراگم می‌باشند.

انتهای تیرها در محل نشیمن برسرستون‌ها از طریق تیر بتن‌آرمه در امتداد عرضی به یکدیگر متصل گردیده‌اند. بنابراین انتظار می‌رود در امتداد طولی، تیرهای مختلط به‌صورت ممتد (یکسره) عمل نمایند.



شکل خ-۷- برش تیرهای پیش‌ساخته (ابعاد برحسب سانتی‌متر)[۵]

دال عرشه

برای اجرای دال فوقانی از قطعات پیش ساخته به عرض ۱/۵ متر به عنوان قالب زیرین دالِ درجای کف پل استفاده شده است که بر تیرهای اصلی پیش‌ساخته مستقر گردیده‌اند.

ضخامت این قطعات قالب پیش‌ساخته ۴ سانتیمتر می‌باشد و از آنها آرماتورهای زیگزاگی شکلی بیرون زده است که به یک شبکه فوقانی آرماتور متصل گردیده‌اند. با اضافه شدن ۱۶ سانتیمتر بتن درجا روی این قطعات پیش‌ساخته، با توجه به وجود آرماتورهای زیگزاگی شکل بیرون آمده از این قالب‌های پیش‌ساخته در دو امتداد متعامد، ضخامت نهایی دال بتنی عرشه مرکب از پیش‌دال پیش‌ساخته و دال درجا برابر ۲۰ سانتی‌متر خواهد بود.

درزهای انبساط

بر اساس مدارک و نقشه‌ها در ابتدا و انتهای پل دو درز انبساط از نوع تجاری Alga transflex T50 پیش‌بینی شده است. روسازی راه شامل قیرگونی و آسفالت در محل درز پیوسته نمی‌باشد که با توجه به نقشه‌های اجرایی در محل سواره‌رو و پیاده‌رو با یکدیگر متفاوت می‌باشند. در اینجا فرض می‌شود که درزهای انبساط به میزان مکفی می‌باشند؛ به نحوی که برخورد سازه عرشه با سیستم خاک مسلح شیب‌راهه‌های ابتدایی و انتهایی تحت تأثیر زلزله صورت نمی‌گیرد. بدیهی است با توجه به

آنکه در این مثال صرفاً ارزیابی پل تحت تأثیر زلزله با مؤلفه مسلط عرضی موردنظر می‌باشد، در اینجا بررسی کمّی در زمینهٔ صحت و سقم این فرض به عمل نیامده است و در ارزیابی کامل پل لازم خواهد بود چنین بررسی‌هایی صورت گیرد.

مشخصات مصالح مصرفی

- **میلگردها**

در نقشه‌های موجود، آرماتورها از نوع AIII با مقاومت جاری شدن ۴۰۰۰ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع درنظر گرفته شده‌اند. طول وصلهٔ آرماتورها در حدود $40d_b$ در نظر گرفته شده است. مقادیر خواص مصالح مندرج در نقشه‌ها و مدارک طراحی و مشخصات فنی معمولاً به عنوان مقادیر مشخصه در نظرگرفته می‌شود که در اینجا به‌عنون کرانه پایینی برای محاسبه ظرفیت اسمی اعضا به‌کار گرفته شده‌اند.

- **بتن**

در مشخصات مندرج در نقشه‌ها، بتن تیرهای پیش‌ساخته از ردهٔ ۳۵۰ با عیار ۴۰۰ کیلوگرم سیمان در مترمکعب بتن و بتن عرشه و تیرهای متصل کننده تیرهای طولی و ستون و سرستون و شالوده‌ها از ردهٔ ۳۰۰ با عیار ۳۵۰ کیلوگرم سیمان در مترمکعب بتن قید گردیده و در دفتر محاسبات فنی پل، مقاومت مشخصهٔ بتن تیرهای پیش‌ساخته ۲۸۰ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع و مقاومت مشخصهٔ بتن سایر اعضا و اجزای بتنی درجا ۲۴۰ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع درنظر گرفته شده‌اند. در این‌جا این مقادیر نیز به‌عنوان مقادیر مشخصه و کرانهٔ پایینی برای مصالح بتنی در نظرگرفته می‌شوند. هرگاه از طریق آزمایش‌های مخرب (به‌میزان نسبتاً محدود) و غیر مخرب (به میزان افزون‌تر) مقاومت مصالح تعیین گردد، مقاومت مورد انتظار مصالح را می‌توان به‌صورت میانگین منهای یک انحراف معیار، در تعیین مقاومت اسمی اعضا و اجزای پل در مطالعات ارزیابی به‌کار گرفت.

مشخصات ساختگاه

بر اساس مرجع [۷] این پل در ناحیهٔ خسارات عمده از نظر پهنه‌بندی خطر زمین‌لرزه تهران قرار دارد. با توجه به مطالعات مکانیک خاک منطقه و مشخصات ساختگاه، نوع خاک منطقه نوع III ارزیابی گردیده است.

با بررسی و مطالعهٔ مراجع [۸، ۹ و۱۰] منطقهٔ مورد مطالعهٔ پل از انواع رسوبات آبرفتی دارای سازند آبرفتی A (هزاردره) بوده که شامل کنگلومرای همگن با قلوه‌سنگ، شن و ریگ می‌باشد و فضای میان دانه‌ها را ماسه و سیلت پر کرده است. سازند هزاردره در بخش زیرین دارای تخلخل و هوازدگی کم و مقاومت مکانیکی بسیار زیادی است. هر چه به قسمت‌های بالایی این سازند نزدیکتر شویم تخلخل و هوازدگی بیشتر و مقاومت مکانیکی کمتر می‌شود.

طبق مطالعات مرجع [۱۰] پل در پهنه‌ای واقع گردیده که برای زلزلهٔ با احتمال وقوع ۱۰٪ در۵۰ سال (دوره بازگشت ۴۷۵سال) با بیشینه شتاب، ۰/۴۴g مشخص شده است و همچنین با مطالعهٔ مرجع [۹] چنین استنباط می‌شود که شتاب مورد انتظار در دوره بازگشت ۴۷۵ سال در محدودهٔ پل مورد مطالعه در اثر بروز گسلش ناشی از گسل مشاء حدود ۰/۲g– ۰/۱g می‌باشد.

با توجه به مراجع در دست، [۸، ۹ و۱۰] احتمال بروز روانگرایی در ساختگاه پل مورد مطالعه منتفی است. توصیه می‌شود در مطالعات حرفه‌ای ارزیابی، مطالعات تحلیل خطر ویژه ساختگاه به‌عمل آید یا در مواردی که اطلاعات مربوط به ریزپهنه‌بندی ژئوتکنیکی لرزه‌ای منطقه موجود است، از اطلاعات موثق و موجود بهره‌گیری شود.

مطالعات مکانیک خاک محل پل

جهت تعیین مشخصات خاک محل ۴ گمانه حفر شده است. دو گمانه با حفر ماشینی به عمق ۱۵ متر و دو گمانه به‌صورت دستی حفاری گردیده‌اند. پس از مطالعهٔ گزارش مکانیک خاک محل پل، ملاحظه شد که این آزمایشات به صورت کامل تهیه و ارایه نشده و صرفاً به ارایهٔ اطلاعات کلی اکتفا شده است. همچنین آزمایش‌های ژئوفیزیکی و تعیین سرعت امواج فشاری و برشی خاک زیر شالوده صورت نگرفته است. توصیه می‌شود در پروژه‌های حرفه‌ای این مطالعات نیز به‌عمل آید و مطالعات مکانیک خاک و دینامیک خاک درصورت نیاز تدقیق شوند.

خصوصیات مکانیکی خاک

بر اساس گزارش موجود و مطالعات مکانیک خاک ساختگاه پل پارامترهای خاک به‌شرح زیر ارایه گردیده‌اند:

الف– زاویه اصطکاک داخلی (ϕ): ۳۰– ۲۵ درجه

ب– چسبندگی خاک (c) : ۰/۵– ۰/۴ Kg/cm^2

پ– وزن مخصوص خاک (γ): ۱/۸ gr/cm^3

- **فشار مجاز خاک**

در گزارش مطالعات مکانیک خاک، فشار مجاز خاک در عمق ۴ متری، تراز اجرای شالوده در ضلع غربی پل، با توجه به رقوم سفره آب زیر زمینی $q_a = ۲/۰$ Kg/cm^2 و مقاومت خاک در عمق ۲ متری تراز اجرای شالوده در ضلع شرقی پل $q_a = ۱/۸$ Kg/cm^2 تعیین شده است.

مدول واکنش خاک بستر (K_s)

در مورد مدول واکنش خاک زیر شالوده در گزارش مکانیک خاک هیچ‌گونه اشاره‌ای به‌عمل نیامده است. برای در نظر گرفتن اثر اندرکنشی خاک و پی به کمک فنرهای نشان دهندهٔ خاک به‌صورت بستر الاستیک پارامتر K_S مورد نیاز می‌باشد. با مراجعه و بهره‌گیری از مرجع [۱] این پارامتر در اینجا به‌صورت تقریبی به‌شرح زیر محاسبه گردیده است:

$$K_S = \varepsilon.q_u = ۴۰(F.S).q_a \quad (\mathrm{KN/m^3})$$

که در آن q_u مقاومت نهایی خاک و q_a فشار مجاز خاک زیر شالوده می‌باشد.

این رابطه به‌صورت محافظه‌کارانه ارایه شده است و با فرض ضریب اطمینان ۳ خواهیم داشت:

$$K_S = \varepsilon.q_u = ۱۲۰q_a$$

در رابطه فوق، q_a بر حسب کیلونیوتن بر متر مربع و K_s برحسب کیلونیوتن بر متر مکعب می‌باشند.

گروه‌بندی بهسازی‌لرزه‌ای پل

با توجه به میزان اهمیت پل (واقع بودن بر مسیر شریان‌های حیاتی از دیدگاه امداد و نجات پس از وقوع زلزله)، ویژگی‌های سازه‌ای و هندسی پل، وضعیت موجود پل و مصالح، تاریخ احداث (که نسبتاً جدیدالاحداث بوده و عمر مفید مورد انتظار پل متجاوز بر ۲۵ سال خواهد بود) و ویژگی‌های ساختگاهی (به‌شرح مذکور در فوق) و ترازهای عملکردی ذیربط، در چارچوب دیدگاه‌های مشروح در فصل هفتم پل در گروه بهسازی لرزه‌ای (د) طبقه‌بندی می‌گردد و بر اساس جدول انتهای فصل هفتم، ارزیابی پل بر اساس روش‌های نسبت ظرفیت به تقاضا و همچنین مقاومت جانبی مجاز خواهد بود.

ارزیابی آسیب‌پذیری پل به روش نسبت ظرفیت به تقاضا

کلیات

اسلوب‌شناسی روش تعیین نسبت‌های ظرفیت به تقاضا (C/D) برای تغییرمکان‌ها و نیروها برای اعضا و اجزای پل، شامل درزهای انبساط و تکیه‌گاه‌ها، ستون‌های بتن مسلح و دیوارها و شالوده‌ها در فصل‌های هشتم و نهم و روند ارزیابی در پیوست ت ارایه شده است.

جدول خ-۱-نمادهای به‌کار گرفته شده برای نسبت‌های ظرفیت به تقاضا (C/D)

تعریف	نماد
نسبت ظرفیت به تقاضای تغییرمکانی برای پایه کناری (کوله‌ها)	r_{ad}
نسبت ظرفیت به تقاضای تغییرمکانی برای نشیمن تکیه‌گاهی یا درز انبساط	r_{bd}
نسبت ظرفیت به تقاضای نیرویی برای تکیه‌گاه یا قید ضامن درز انبساط	r_{bf}
نسبت ظرفیت به تقاضا برای مهار آرماتورهای طولی ستون	r_{ca}
نسبت ظرفیت به تقاضا برای طول وصله آرماتورهای طولی ستون	r_{cs}
نسبت ظرفیت به تقاضا برای لنگر خمشی ستون	r_{ec}
نسبت ظرفیت به تقاضا برای آرماتورهای محصورکننده هسته بتنی ستون	r_{cc}
نسبت ظرفیت به تقاضا برای نیروهای برشی ستون	r_{cv}
نسبت ظرفیت به تقاضای مرتبط با شتاب به‌منظور ارزیابی بروز روانگرایی	r_{s1}
نسبت‌های ظرفیت به تقاضای لنگر خمشی شالوده	r_{ef}
نسبت‌های ظرفیت به تقاضای دوران شالوده	r_{fr}

مدل‌سازی و تحلیل

در این مثال، مقادیر تقاضای نیرویی و تغییرمکانی از تحلیل الاستیک طیفی به‌دست آمده‌اند، که بر اساس راهنما در روش ارزیابی نسبت‌های ظرفیت به‌تقاضای اعضا و اجزای پل مجاز شناخته شده است. به این‌منظور مدل‌سازی سه بعدی در محیط نرم‌افزار ۲۰۰۰ SAP به‌قصد تحلیل اجزای محدود به‌عمل آمده است.

مشخصات هندسی مدل تحلیل

در مدل تحلیل اجزای محدود، شالوده‌ها، ستون‌ها، سرستون‌ها، تیرها و عرشه پل به صورت سازگار و به تفصیل مدل‌سازی شده‌اند. در این مدل سرستون‌ها و ستون‌ها با اجزای محدود نوع قاب در محور خود مدل‌سازی گردیده‌اند.

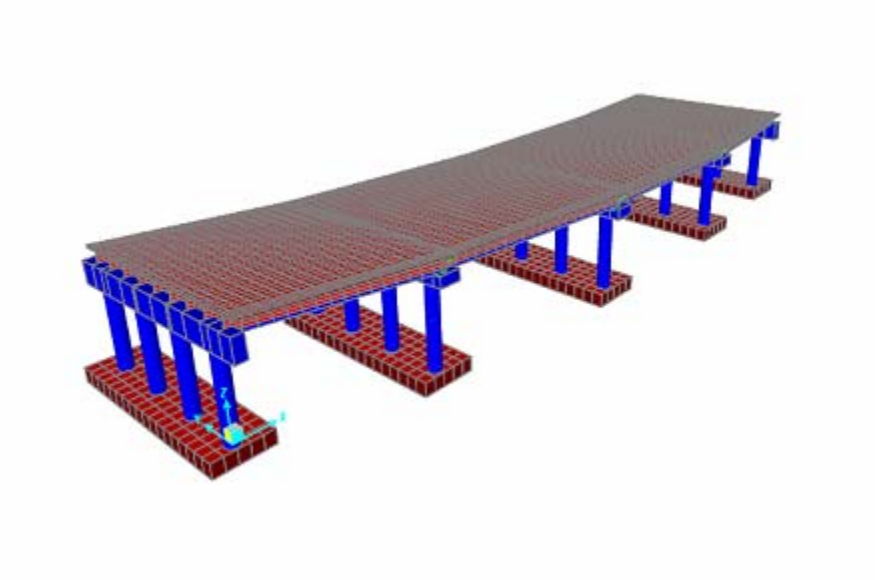
در مدل‌سازی سازهٔ عرشهٔ پل، جان تیرها به علت ارتفاع نسبتاً زیاد به‌وسیلهٔ اجزای محدود پوسته مسطح و قسمت تحتانی تیر که محل حضور آرماتورهای اصلی خمشی تیر می‌باشد، توسط اجزای محدود نوع قاب ارایه شده‌اند. در ابتدا و انتهای تمام تیرها برای تأمین یکپارچگی آنها در امتداد عرضی از دیافراگم‌های عرضی استفاده شده است که در مدل‌سازی درجات آزادی مربوط از طریق وابستگی گرهی (CONSTRAINT) همساز شده‌اند. همانگونه که اشاره شد، سازه عرشهٔ این پل در امتداد طولی به صورت یکسره (ممتد) طراحی شده است که در مدل‌سازی این امر ملحوظ گردیده است. شیب‌های عرضی و شیب‌های طولی و همچنین نئوپرن‌ها در موقعیت خود در مدل تحلیل ملحوظ شده‌اند. در مدل‌سازی کف عرشهٔ پل و تیرها از گزینهٔ دیافراگم صلب استفاده نشده است و عرشه و تیرها به تفصیل مدل‌سازی شده‌اند تا سختی واقعی کف به صورت قابل قبولی در نظر گرفته شود. شالوده‌ها توسط اجزای محدود پوسته مدل‌سازی شده‌اند تا در ملحوظ داشتن اثر اندرکنشی خاک به‌صورت فنرهای نمایشگر واکنش بستر تسهیل گردد.

به دلیل ابعاد نسبتاً بزرگ تیرها، سرستون‌ها و ستون‌ها تمهیداتی اتخاذ شده است تا هر عضو در امتداد خطِّ مارِّ بر مرکز سطح مقطع خود مدل‌سازی شود و سپس با استفاده از قیود لازم و نواحی صلب به ابعاد مناسب، اتصالات مورد نیاز اجزا و اعضا به یکدیگر تعریف گردد. به‌این ترتیب کوشش به‌عمل آمده است تا ویژگی‌های هندسی واقعی پل تا حد ممکن و در حد قابلیت‌های نرم‌افزار مورد استفاده به‌نحوه واقعگرایانه‌ای در مدل تحلیل منعکس گردند.

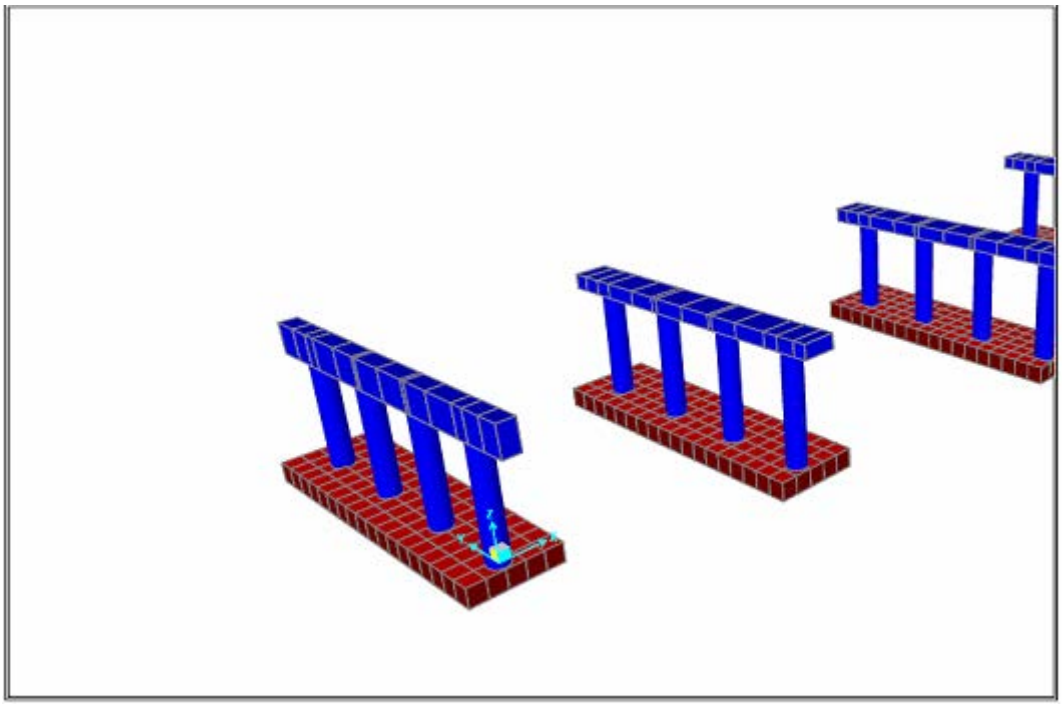
در محل نشیمن تیرها، دستگاه‌های تکیه‌گاهی الاستومری توسط المانهای رابط مدل‌سازی شده‌اند و این اجزا نیز در مختصات هندسی مندرج در نقشه‌ها قرار داده شده‌اند و یک انتهای آنها به تیرها و انتهای دیگر آنها به سرستون مقید شده است. درجات آزادی تحتانی این اجزا با سرستون‌ها همساز گردیده‌اند.

از ویژگی‌های هندسی پل لازم‌است به وجود قوس در پلان همراه با شیب عرضی مربوط اشاره نمود که کوشش به‌عمل آمده این موارد با دقت در مدل ملحوظ شوند.

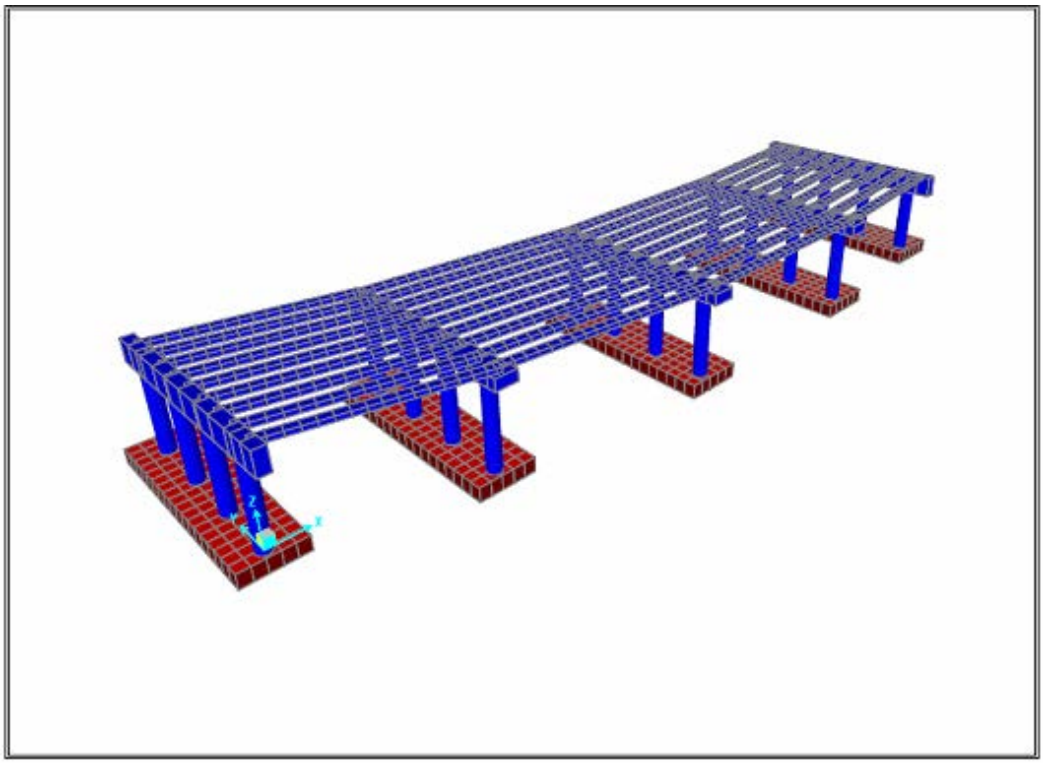
اشکال خ–۸ تا خ–۱۱ مدل عمومی و جزییاتی از مدل پل را ارایه می‌دهند.



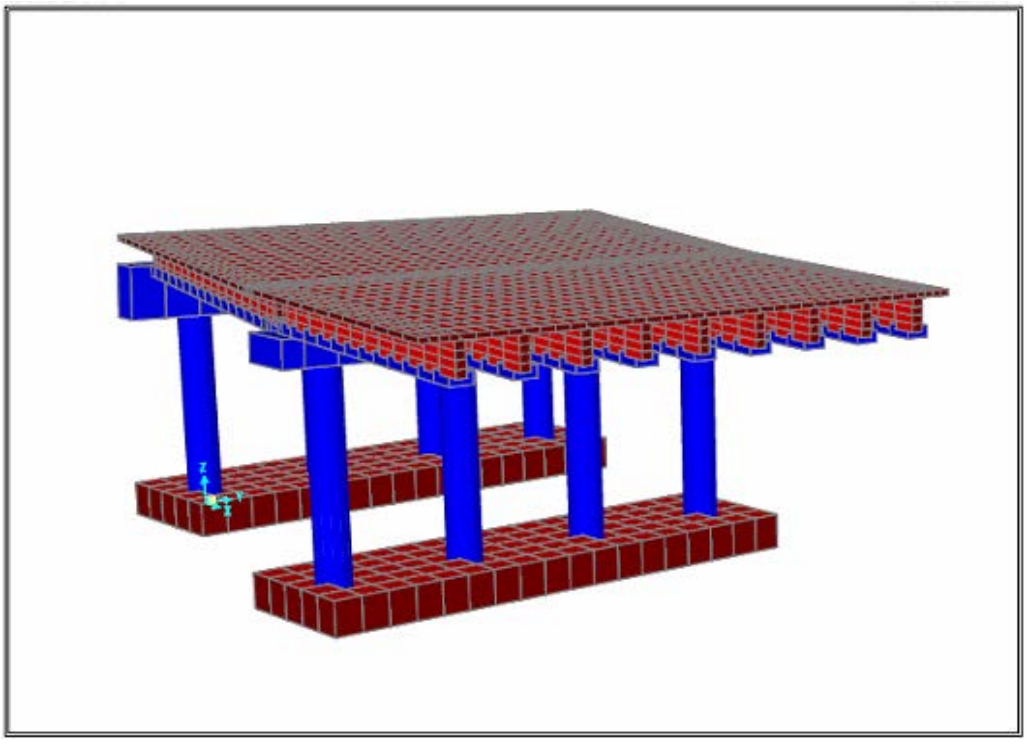
شکل خ-۸- نمای سه‌بعدی مدل عمومی پل



شکل خ-۹- پایه‌ها و شالوده‌ها



شکل خ-۱۰- نمایی از مدل تیرهای مستقر بر پایه‌ها



شکل خ-۱۱- نمای مدل اجزای محدود بخشی از پل، نشانگر مدل‌سازی تفصیلی سازهٔ عرشه

جزییات مدل‌سازی اجزای محدود

دال بتنی عرشه، توسط المان‌های پوسته‌ای با رفتار خمشی- غشایی مدل‌سازی شده است. فرمول‌بندی این نوع از اجزای محدود بر اساس مدل رفتاری پوسته نازک (با ضخامت اندک) تدوین گردیده که در آن از تغییر شکل‌های برشی صرفنظر شده است.

شالوده نیز به کمک اجزای محدود پوسته‌ای با رفتار خمشی- غشایی مدل‌سازی گردیده است. رفتار خمشی این بخش از مدل بر اساس مدل رفتاری، پوسته با ضخامت متوسط فرمول‌بندی شده است.

تکیه‌گاه‌های الاستومری توسط اجزای محدود رابط به‌صورت فنر با رفتار خطی در مدل ملحوظ شده‌اند. تکیه‌گاه‌های الاستومری براساس نقشه‌های اجرایی از تراز روی سرستون‌ها تا رقوم زیر تیرها مدل‌سازی گردیده‌اند.

برای اتصال گره‌های روی تیرها به عرشه تغییرمکان‌های هر گره روی تیر با گره نظیر آن در عرشه همساز گردیده است.

تمام اجزا در موقعیت و تراز میان‌تار (Center Line) خود مدل‌سازی شده‌اند. به‌این ترتیب، طول ستون‌ها از صفحه میان‌تار شالوده تا محور میان‌تار سرستون خواهد بود؛ حال آنکه طول آزاد ستون از تراز فوقانی شالوده تا رقوم زیر سرستون محاسبه می‌گردد. به همین دلیل، فاصله بین تراز فوقانی شالوده تا صفحه میان تار شالوده و همچنین رقوم زیرین سرستون به‌کمک عضو صلب مدل‌سازی شده است.

سختی نئوپرن‌ها

برای مدل‌سازی نئوپرن زیر تیرها از اجزای محدود رابط فنرگونه با رفتار خطی بهره‌گیری شده است. برای بیان رفتار این فنر جایگزین، سختی محوری (در راستای قائم) و سختی‌های برشی (در دو راستای متعامد) تعریف گردیده‌اند. مشخصات مکانیکی دستگاه‌های تکیه‌گاهی مورد اشاره در نقشه‌ها در حیطه رفتار خطی کاتالوگ‌های منتشر شده توسط شرکت سازنده ارایه گردیده است.

نئوپرن‌های مستقر بر پایه‌های کناری:

این نئوپرن‌ها به ابعاد (۳۷)۵۲ ×۳۰۰ ×۲۰۰ میلیمتر می‌باشند.

با توجه به کاتالوگ شرکت سازنده داریم:

سختی برشی : $\frac{G.a.b}{T} = \frac{۱۰ \times ۲۰ \times ۳۰}{۳/۷} = ۱۶۲۱/۶۲\ Kg/cm = ۱/۶۲\ t/cm$ (خ-۱)

سختی محوری : $\frac{E.A}{T} = \frac{۳۵۵۰ \times ۲۰ \times ۳۰}{۳/۷} = ۵۷۵۶۷۵/۷\ Kg/cm = ۵۷۵/۷\ t/cm$ (خ-۲)

- **نئوپرن‌های مستقر بر پایه‌های میانی**

این نئوپرن‌ها به ابعاد (۲۹)۴۱ ×۳۰۰ ×۲۰۰میلیمتر می‌باشند.

با توجه به کاتالوگ **شرکت سازنده** داریم:

$$\text{سختی برشی}: \frac{G.a.b}{T} = \frac{۱۰\times۲۰\times۳۰}{۲/۹} = ۲۰۶۸/۹۷\ Kg/cm = ۲/۰۷\ t/cm \qquad (خ-۳)$$

$$\text{سختی محوری}: \frac{E.A}{T} = \frac{۳۵۵۰\times۲۰\times۳۰}{۲/۹} = ۷۳۴۴۸۲/۸\ Kg/cm = ۷۳۴/۵\ t/cm \qquad (خ-۴)$$

بر اساس کاتاتوگ شرکت سازنده مدول الاستیسیتهٔ (E) برای هر دو نوع نئوپرن برابر با ۳۵۵۰ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع می‌باشد. در روابط فوق G مدول برشی نئوپرن‌ها می‌باشد که در مشخصات فنی کارخانه سازنده در مورد این کمیت مقداری ارایه نشده است. لذا از عدد ۱۰ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع استفاده گردیده است که در حدود مقدار میانگین برای دستگاه‌های تکیه‌گاهی الاستومتری مسلح شده با ورق‌های فولادی می‌باشد. لازم به ذکر است این عدد مربوط به مدول برشی لاستیک می‌باشد.

همچنین در روابط فوق T ضخامت مؤثر نئوپرن و a وb ابعاد در امتداد طولی و عرضی نئوپرن با شکل راستگوشه می‌باشند.

اندرکنش خاک و سازه

با توجه به‌روش تحلیل (طیفی چند مودی)، مدل خاک در راستای قائم، به‌صورت فنرهای الاستیک با ضریب واکنش بستر هماهنگ با نوع خاک منظور شده که به‌صورت گستردهٔ سطحی تعریف شده‌اند. هر فنر نمایشگر سختی خاک زیر شالوده در محدودهٔ واحد مساحت سطح زیرین شالوده می‌باشد. به‌منظور حصول اطمینان از آنکه فنرهای نشانگر خاک زیر شالوده پس از اعمال آثار ناشی از زلزله در ترکیب با بارهای ثقلی به‌صورت کششی عمل نمی‌نمایند، علاوه بر نتایج حاصل از تحلیلSAP۲۰۰۰، از برنامهٔ تحلیل شالوده‌ها (SAFE) نیز بهره‌گیری به‌عمل آمد و نشان داده شد که فنرهای نمایشگر واکنش خاک بستر در حالت کششی قرار نمی‌گیرند.

لازم به یادآوری است که در تحلیل حاضر درجات آزادی انتقالی جانبی مدل شالوده مقید گردیده‌اند.

انتخاب روش تحلیل

با توجه به‌آنکه این پل در گروه بهسازی لرزه‌ای (د) قرار می‌گیرد، به‌کارگیری روش تحلیل طیفی چند مودی مجاز شناخته شده است. در مثال حاضر، مودهای ارتعاش آزاد به تعداد کافی (۱۲مود) برای نیل به ۹۰٪ میزان مشارکت مودی درنظر گرفته شده‌اند.

بارگذاری

در این مثال بارهـای ثقلی، نیروهای ناشی از تغییر دما و گرادیان حرارتی در ترکیب با آثـار ناشـی از زلزلـه بـه‌شـرح زیـر منظـور گردیده‌اند.

بار مرده به‌صورت معمول براساس اطلاعات موجود در نقشه‌ها اعمال گردیده است. بار زنده، با توجه به آنکه پل در زمرهٔ پـل‌هـای شهری به‌شمار می‌رود، با ملحوظ داشتن میزان احتمال وجود ترافیک نسبتاً سنگین در حالت بهره‌برداری متعارف در حین وقوع زلزلـه، به‌میزان ۵۰٪ بار زندهٔ گسترده متعارف پل با ملحوظ داشتن ضریب کاهش سربار متناسب با ۴ مسیر عبور، منظور گردیده است.

در این مثال، با توجه به‌آنکه ارزیابی پل برای آثار ناشی از زلزلـه با مؤلفه مسلط در امتداد عرضی موردنظر است و با توجه به‌حضور درز انبساط، استقرار سازه عرشه بر تکیه‌گاه‌های الاستومر فاقد قید در امتداد طولی، فرم هندسی و ابعاد دهانه‌هـا و همچنـین سیسـتم سازه‌ای عرشه پل، انتظار نمی‌رود آثار ناشی از تغییرات دما و گرادیان حرارتی قابل ملاحظه باشند؛ با این حال، این آثار به دو صـورت تغییر دمای کلی پل مطابق با توصیه‌های مشخصات فنی آشتو برای منطقه معتدل و گرادیان حرارتی ناشی از اختلاف دما بین سطوح فوقانی و تحتانی مطابق با توصیه‌های BS5400 اعمال گردیده است. در این حالت نیز احتمال وقوع همزمان آثار ناشـی از زلزلـه بـا بیشینه شتاب مفروض و مقادیر بیشینهٔ تغییرات دما باید به نحوه واقعگرایانه‌ای با اعمال ضریب کاهش بر آثار ناشـی از تغییـرات دمـا ملحوظ گردد.

بـارگذاری زلزله به صورت دینامیکی طیفی بر سازه اعمـال گردیده است.

در مثال حاضر با فرض طول کوتاه دهانه‌ها و با فرض عدم استقرار پل در حوزهٔ نزدیک محتمل گسلش، آثار ناشی از مؤلفهٔ قـائم زلزله در ارزیابی و بارگذاری لرزه‌ای پل منظور نشده است.

ترکیبات بارگذاری

در تحلیل طیفی، مطابق با ملزومات راهنما، ۱۰۰٪ آثار ناشی از زلزله در امتداد مورد نظر (در این مثال امتداد عرضی) با ۳۰٪ آثـار زمین‌لرزه در امتداد متعامد (در این مثال امتداد طولی) ترکیب گردیده است.

محاسبهٔ نسبت‌های ظرفیت به تقاضا

در روش ارزیابی نسبت‌های ظرفیت به تقاضای اعضا و اجزای پل، مقادیر تقاضای اعضا و اجزا ناشی از آثـار زمـین‌لـرزه از طریـق تحلیل طیفی چند مودی به‌دست می‌آیند. نحوهٔ محاسبه مقادیر ظرفیت متناظر اعضا و اجزا در راهنما ارایه گردیده است.

نسبت ظرفیت به تقاضا در ارتباط با میزان جابجایی برای ارزیابی کفایت طول نشیمن تکیه‌گاه‌ها r_{bd}

در این زمینه در راهنما و همچنین پیوست (ت) به تفصیل و به روشنی شیوه ارزیابی ذکر گردیده است. با توجـه بـه‌آنکـه هـدف از ارایه مثال حاضر بررسی دو روش ارزیابی نسبت‌های ظرفیت به تقاضا و همچنین روش مقاومت جانبی پایه به پایه بوده اسـت، بـرای

پیشگیری از اطاله بحث، تنها زلزله مسلط در امتداد عرضی در ترکیب با ۳۰٪ آثار ناشی از زلزله در امتداد طولی مورد مطالعه قرار داده شده‌اند. در ارزیابی نسبت ظرفیت به تقاضا برای بررسی کفایت طول نشیمن تکیه‌گاهی، با توجه به حضور اجزای برش‌گیر مقید کنندهٔ جابه‌جایی نسبی سازه عرشه و پایه‌ها، ترکیب بار موردنظر بحرانی نمی‌باشد. لازم به ذکر است که نتایج ارزیابی تحت تأثیر آثار ناشی از مؤلفه مسلط طولی زمین‌لرزه نیز حاکی از کفایت طول نشیمن بوده است.

نسبت ظرفیت به تقاضای نیرویی برای ارزیابی تکیه‌گاه‌ها یا قید ضامن درز انبساط r_{bf}

در این زمینه نیز موارد مندرج در ارتباط با نسبت ظرفیت به تقاضا به‌منظور ارزیابی طول نشیمن در مثال حاضر صدق می‌نماید، با این تفاوت که محاسبات برای حالت اعمال آثار ناشی از مؤلفه مسلط زلزله در امتداد طولی و با فرض تأمین فاصله کافی در محل درز انبساط، حاکی از عدم کفایت نسبت r_{bf} از دیدگاه نیروی اعمالی بر تکیه‌گاه‌های الاستومر در امتداد طولی در ترکیب بار متناظر با آثار مسلط مؤلفه طولی زمین‌لرزه می‌باشند.

با توجه به آنکه نیت از مثال حاضر ارزیابی در حالت اعمال آثار ناشی از زلزله در امتداد عرضی بوده است، جزییات محاسبات مزبور در اینجا به‌منظور جلوگیری از اطالهٔ بحث، ارایه نگردیده است. روش ارزیابی در راهنما و پیوست (ت) به روشنی ارایه گردیده است.

نسبت‌های ظرفیت به تقاضا برای ستون‌ها و شالوده‌ها

کلیات

برای ارزیابی ستون‌ها و شالوده‌ها ابتدا لازم است موقعیت مواضع مستعد تشکیل مفصل پلاستیک پیش‌بینی گردد. مفاصل پلاستیک درصورت قابلیت تشکیل، اغلب انتظار می‌رود در دو انتهای ستون یا در شالوده تشکیل شوند. همچنین لازم‌است احتمال گسیختگی خاک مورد بررسی قرار داده شود. لازم است مُدهای مستعد گسیختگی ستون و یا شالوده متناظر با موقعیت و نوع مفصل پلاستیک مورد بررسی قرار داده شوند. به‌کارگیری شاخص‌های شکل‌پذیری مناسب برای بررسی رفتار ستون‌ها و یا شالوده‌ها در گونه‌های متفاوت و محتمل بروز شکست مفید خواهد بود [۳]. نسبت‌های ظرفیت لنگر نهایی به تقاضای لنگر الاستیک برای ملحوظ داشتن میزان شکل‌پذیری اعضا در شاخص‌های شکل‌پذیری مربوط ضرب می‌شوند.

فرآیند تعیین نسبت C/D برای ستون‌ها و شالوده‌ها، مطابق با نگارهٔ نشان داده شده در پیوست ت به‌کار برده می‌شود. همچنین روند گام به گام ارزیابی در پیوست (ت) ارایه گردیده است.

نسبت ظرفیت به تقاضای لنگرهای خمشی برای ستون‌ها و شالوده‌ها (r_{ec} , r_{ef})

برای محاسبهٔ نسبت‌های C/D جهت ارزیابی لنگرهای خمشی ستون‌ها و شالوده‌ها (r_{ec} , r_{ef})، مطابق با موارد مندرج در راهنما و پیوست (ت) لازم‌است تقاضای لنگر الاستیک دو انتهای ستون و شالوده‌ها و همچنین ظرفیت خمشی اسمی متناظر آنها محاسبه گردند.

در مثال حاضر، محاسبات و نتایج ارایه شده تنها شامل آثار ناشی از ترکیب بار موردنظر، در حالت اعمال مؤلفه مسلط زلزله در امتداد عرضی، خواهد بود. روند محاسبات و شیوه تعیین مقادیر r_{ec} و r_{ef} برای پایه قابی شکل مار بر محور A-1 ارایه شده است. برای سایر پایه‌ها (قاب‌ها) و ستون‌های مربوط، خلاصهٔ نتایج ارایه شده است.

گام ۱: تعیین مقادیر تقاضای لنگرهای خمشی در حیطه رفتار الاستیک

در جدول خ-۲ مقادیر تقاضای الاستیک لنگرهای خمشی اعضای قاب مار بر محور A-1 نشان داده شده‌اند. این مقادیر از نتایج تحلیل استخراج شده‌اند. با توجه به آنکه شکل مقطع ستون‌ها دایروی است، برآیند لنگرهای الاستیک وارد بر ستون عبارت‌است از:

$$(M_d)^2 = (M_2)^2 + (M_3)^2 \qquad (خ-۵)$$

که در آن M_d لنگر الاستیک تقاضای حاصل از برآیند لنگرهای خمشی حول دو محور متعامد مقطع می‌باشد. M_2 وM_3 لنگرهای الاستیک ستون حول محورهای متعامد مقطع ستون (محورهایی که در نرم‌افزار با شماره‌های ۲ و ۳ مشخص گردیده‌اند) می‌باشند.

جدول خ-۲- مقادیر تقاضای الاستیک ستون‌ها و شالوده پایه (قاب) مار بر محور A-1

ستون و موقعیت			P	V_2	V_3	M_2	M_3	M(d)
			ton	ton	ton	ton.m	ton.m	ton.m
پایه مار بر محور A-1	COL-1	**بالای ستون**	-۲۸۹/۸	-۲۳/۹	-۹۷/۴	-۱۲۸/۱	-۵۹/۱	۳۳۳/۴
		پای ستون	۶۲/۳	۲۶/۱	۱۰۲/۹	۳۵۴/۲	۱۴۱/۹	۳۸۱/۶
	COL-2	**بالای ستون**	-۱۳۵/۳	-۱۷/۲	-۱۱۶/۳	-۳۸۶/۶	-۴۷/۰	۳۸۹/۵
		پای ستون	-۱۱۶/۸	۲۰/۵	۱۲۰/۸	۳۹۷/۴	۱۱۶/۸	۴۱۴/۲
	COL-3	**بالای ستون**	-۱۴۵/۲	-۱۷/۵	-۱۲۴/۰	-۳۹۷/۸	-۵۱/۱	۴۰۱/۰
		پای ستون	-۱۶۳/۱	-۱۷/۵	-۱۲۴/۰	-۳۹۹/۳	-۱۴۷/۱	۴۲۵/۵
	COL-4	**بالای ستون**	-۲۹۵/۳	-۲۴/۱	-۱۱۸/۱	-۳۵۵/۰	-۶۴/۲	۳۶۰/۷
		پای ستون	-۳۱۲/۹	-۲۴/۱	-۱۱۸/۱	-۳۸۰/۸	-۱۷۲/۵	۴۱۸/۱
	FOOTING	**مجاور ستون**	-۴۹۱/۲	-----	-----	-۵۱۱۸/۲	-۶۲۷/۵	۵۱۵۶/۵

مقادیر تقاضای الاستیک نیروی محوری و لنگر خمشی در تراز تحتانی شالوده بر اساس روابط زیر و با استفاده از مقادیر نیروی محوری و لنگر خمشی ستون‌ها، به‌دست می‌آید.

$$P_f(d)=\sum P_{ci}(d)+(\gamma_{soil}\times B_f\times L_f\times h_{soil})+(\gamma_{soil}\times B_f\times L_f\times h_f) \qquad (خ-۶)$$

$$M_{2,f}(d)=\sum M_{2,ci}(d)+\sum V_{3,ci}(d)\times h_f \qquad (خ-۷)$$

$$M_{3,f}(d)=\sum M_{3,ci}(d)+\sum V_{2,ci}(d)\times h_f+\sum(P_{ci}\times d_i) \qquad (خ-۸)$$

که در آن:

$P_f(d)$: تقاضای نیروی محوری الاستیک شالوده،

$P_{ci}(d)$: نیروهای محوری الاستیک ستون i ام قاب،

d_i: فاصلهٔ محور ستون i ام قاب عرضی تا محور میانی قاب (مرکز هندسی ستون‌ها که در اینجا بر نقطه تقاطع محور طولی پل با محور عرضی پایه موردنظر منطبق می‌باشد)،

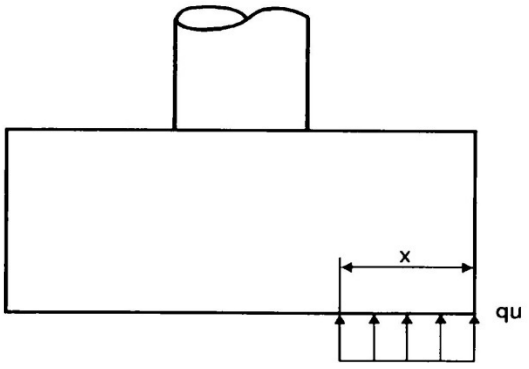
L_f , B_f , h_f: به ترتیب ضخامت (ارتفاع)، عرض و طول شالوده،

h_{soil} , γ_{soil} : به ترتیب ارتفاع خاک روی شالوده و وزن مخصوص خاک و

$V_{3,ci}$, $V_{2,ci}$, $M_{3,ci}$, $M_{2,ci}$: مقادیر لنگرهای خمشی و نیروهای برشی الاستیک ستون‌ها در دو امتداد متعامد محورهای مقطع (محورهای ۲و۳) می‌باشند.

گام ۲ : تعیین ظرفیت لنگر خمشی نهایی ستون‌ها و شالوده‌ها

در تعیین ظرفیت خمشی نهایی ستون از دیاگرام اندرکنش لنگر خمشی و نیروی محوری (ظرفیت) ستون، بدون اعمال ضرایب کاهش ظرفیت (ϕ) استفاده می‌گردد. همچنین می‌توان مطابق پیوست ت با استفاده از دیاگرام اندرکنش لنگر خمشی و نیروی قائم شالوده، ظرفیت خمشی نهایی شالوده را به‌دست آورد. در محاسبهٔ منحنی اندرکنش ظرفیت لنگر خمشی با حضور نیروی قائم برای شالوده با مراجعه به شکل خ-۱۲ فرض می‌شود به ازای مقادیر متفاوت متغیر X، تنش خاک زیر شالوده به مقدار نهایی خود رسیده باشد. با این فرض می‌توان برآیند نیروی قائم و لنگر خمشی متناظر را برای مقادیر متفاوت X به‌دست آورد. تغییرات مقدار X از صفر تا عرض شالوده درنظر گرفته می‌شود. شکل خ-۱۲ برای شالوده گستردهٔ منفرد یا برش عرضی شالوده پایه‌های چند ستونه صدق می‌نماید. با توجه به اینکه مقادیر تقاضای لنگر خمشی حاصل از تحلیل در دو امتداد متعامد محاسبه می‌شوند، لازم‌است ظرفیت‌های خمشی نیز به صورت دو محوری محاسبه گردند. با استفاده از رابطهٔ خ-۹ می‌توان بر اساس روش ساده‌سازی شدهٔ مذکور در فوق به ازای مقادیر متفاوت برآیند نیروی قائم متناظر با مقادیر متفاوت X، لنگر خمشی دو محوری متناظر آن را محاسبه کرد.



شکل خ-۱۲

$$M_{fc}=\frac{P_{fc}}{۲}\times\sqrt{۱+\theta^{۲}}\times\left(L-\frac{(L-\frac{B}{\theta})+\sqrt{(L-\frac{B}{\theta})^{۲}+۴\frac{P_{fc}}{q_u\theta}}}{۲}\right) \qquad (خ-۹)$$

که در آن:

M_{fc} : ظرفیت لنگر خمشی پی متناظر با نیروی قائم P_{fc}،

P_{fc} : ظرفیت نیروی قائم شالوده که از تحلیل به‌روش تکراری تا مرحله تشکیل مفاصل پلاستیک در ستون‌ها به‌دست می‌آید،

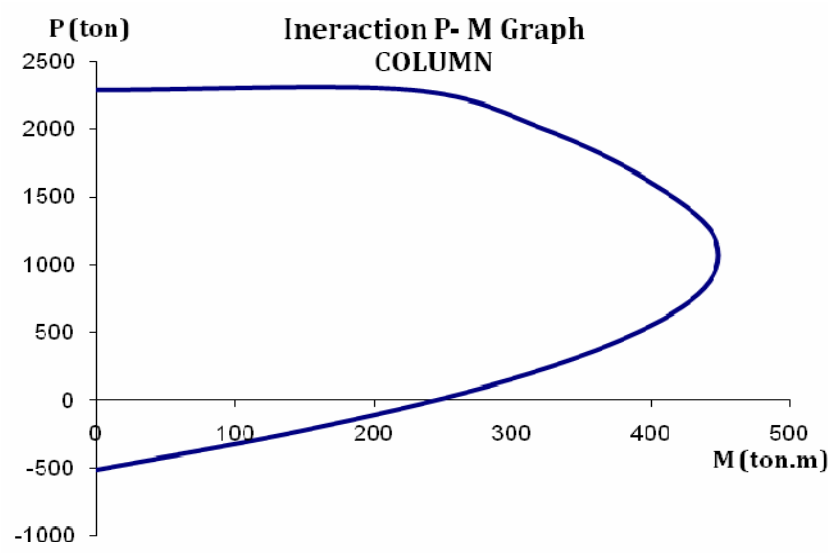
q_u : تنش (فشار) نهایی خاک زیر شالوده که با اتخاذ ضریب اطمینان ۳، خواهیم داشت: $q_u = ۳q_a$

q_a : فشار مجاز خاک زیر شالوده و

θ : نسبت تقاضای لنگر خمشی شالوده حول یک محور اصلی به تقاضای لنگر خمشی شالوده در امتداد متعامد.

برای محاسبهٔ نسبت ظرفیت به تقاضای لنگر خمشی ستون‌ها (مقادیرr_{ec}) فرض می‌شود مفصل پلاستیک خمشی در ستون ایجاد گردیده است. بنابراین، نیروی محوری متناظر با تشکیل مفصل در ستون‌ها به عنوان نیروی محوری متناظر با ظرفیت خمشی نهایی ستون در نظر گرفته می‌شود.

شکل مقطع ستون‌های بتنی مسلح، از نوع دایروی و قطر مقطع ستون۱۲۰ سانتی‌متر می‌باشد. هر ستون شامل ۱۶ عدد آرماتور طولی به قطر ۳۲ میلی‌متر است. با توجه به مقادیر مشخصه پارامترهای مقاومت مصالح به‌نحوی که پیش‌تر ذکر شد، منحنی اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی ستون (ظرفیت) بدون اعمال ضرایب کاهش ظرفیت مطابق شکل خ-۱۸ به‌دست آمده است.



شکل خ-۱۳- منحنی اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی ستون نمونه (بدون اعمال ضریب کاهش ظرفیت، ϕ)

نیروی محوری متناظر با تشکیل مفصل پلاستیک در ستون‌ها را، می‌توان با روش حل تکراری به‌شرح زیر محاسبه نمود.

گام الف- تعیین ظرفیت خمشی متناظر با نیروی محوری ناشی از بارهای ثقلی

برای قاب مورد نظر (A-1) تحت بارگذاری ثقلی که شامل بار مرده و ۵۰ درصد از سربار زنده می‌باشد، نیروهای محوری ستون‌ها محاسبه و ظرفیت خمشی متناظر آنها از نمودار اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی ستون، استخراج و در جدول خ-۳ ارایه گردیده است.

در این گام، نیروهای محوری ستون‌ها تحت تأثیر اعمال بارهای ثقلی (دراینجا بار مرده بعلاوهٔ ۵۰ درصد بار زندهٔ گسترده متعارف پل) محاسبه و ظرفیت لنگر خمشی متناظر با نیروهای محوری ستون‌ها از منحنی اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی ستون استخراج می‌گردد. مقادیر حاصله در جدول خ-۳ نشان داده شده است.

جدول خ-۳- مقادیر نیروهای محوری ستون‌ها ناشی از بار ثقلی، و مقادیر ظرفیت لنگر خمشی متناظر

ستون و موقعیت		نیروی محوری ناشی از DL+۵۰%LL (ton)	M_{uiT}, M_{uiB} (ton.m)	
COL-1	بالای ستون	-۱۰۴/۴	۲۸۳/۶	پایه مار بر محور A-1
	پای ستون	-۱۲۳/۱	۲۸۹/۰	
COL-2	بالای ستون	-۱۱۶/۹	۲۸۷/۳	
	پای ستون	-۱۳۵/۲	۲۹۲/۴	
COL-3	بالای ستون	-۱۱۴/۵	۲۸۶/۶	
	پای ستون	-۱۳۲/۵	۲۹۱/۶	
COL-4	بالای ستون	-۱۰۲/۴	۲۸۲/۸	
	پای ستون	-۱۲۰/۰	۲۸۸/۱	

گام ب- محاسبهٔ نیروی برشی ستون

نیروی برشی ستون i ام قاب محور مورد مطالعه از رابطه زیر محاسبه می‌گردد:

$$V_{ui} = ۱/۳ \times \frac{(M_{uiT} + M_{uiB})}{H_i} \qquad (خ-۱۰)$$

که در آن M_{uiT} و M_{uiB} لنگرهای نهایی بالا و پایین ستون i ام در مرحله تکرار موردنظر و H_i ارتفاع ستون i ام می‌باشند.

مقادیر نیروهای برشی حاصل از جایگزینی مقادیر ظرفیت لنگر خمشی متناظر با نیروی محوری ناشی از بارهای ثقلی در رابطهٔ فوق در جدول خ-۴ ارایه شده‌اند.

جدول خ-۴- نیروهای برشی متناظر با تشکیل مفصل پلاستیک در حالت اعمال نیروی محوری ثقلی بر ستون‌ها

	ستون	Vui (ton)
پایه مار بر محور A-1	COL-1	۱۱۲/۳
	COL-2	۱۱۶/۱
	COL-3	۱۱۸/۴
	COL-4	۱۱۹/۵
	∑Vui	۴۶۶/۳

گام پ- محاسبهٔ نیروهای محوری ناشی از واژگونی در جهت عرضی قاب

در این گام، مجموع نیروهای برشی محاسبه شده طی گام پیشین به عنوان نیروی جانبی در حضور بار ثقلی بـه قـاب مـورد نظـر اعمال می‌شود و نیروهای محوری ستون‌ها اصلاح می‌گردد.

با توجه به‌آنکه در این تحلیل ظرفیت باربری متناظر با تشکیل مفاصل پلاستیک در ستون‌ها مـوردنظر مـی‌باشـد، خـواص مقطـع ترک‌خورده بتن در تحلیل قاب مورد استفاده قرار داده می‌شود.

به‌طور تقریبی اثر ترک‌خوردگی مقطع با ملحوظ داشتن گشتـاور اینرسی مؤثر مقطع، I_{eff}، به‌جای گشتاور اینرسی ظـاهری مقطـع، Ig، درنظر گرفته می‌شود. مقدار I_{eff} به‌طور متداول با اعمال یک ضریب کاهش مناسب (در اینجا ضریب کاهش ۰/۷) بر مقـدار Ig در محاسبات منظور می‌گردد.

جدول خ-۵- مقادیر نیروهای محوری و ظرفیت‌های خمشی متناظر اصلاح شده در تکرار اول

ستون و موقعیت			نیروی محوری ناشی از (DL+۵۰%) +Overturning (ton)	M_{uiT} , M_{uiB} (ton.m)
COL-1	بالای ستون	max	۰/۸	۲۴۰/۸
		min	-۲۰۹/۶	۳۱۳/۱
	پای ستون	max	-۱۷/۹	۲۴۸/۴
		min	-۲۲۸/۳	۳۱۸/۳
COL-2	بالای ستون	max	-۹۷/۵	۲۸۰/۸
		min	-۱۳۶/۲	۲۹۲/۷
	پای ستون	max	-۱۱۵/۸	۲۸۷/۰
		min	-۱۵۴/۶	۲۹۷/۸
COL-3	بالای ستون	max	-۱۲۳/۶	۲۸۹/۱
		min	-۱۰۵/۴	۲۸۴/۰
	پای ستون	max	-۱۴۱/۶	۲۹۴/۱
		min	-۱۲۳/۴	۲۸۹/۱
COL-4	بالای ستون	max	-۲۱۷/۹	۳۱۵/۴
		min	۱۳/۱	۲۳۵/۹
	پای ستون	max	-۲۳۵/۵	۳۲۰/۳
		min	-۴/۵	۲۴۳/۰

پایه مار بر A-1 محور

گام ت : محاسبهٔ نیروهای برشی در تکرار دوم

برای بار دوم با استفاده از رابطهٔ خ–۱۰ نیروی برشی ناشی از تشکیل مفصل در دو انتهای ستون‌ها محاسبه می‌گردد.

جدول خ–۶– مقادیر نیروهای برشی ناشی از تشکیل مفصل پلاستیک در دو انتهای ستون‌ها در تکرار دوم

	ستون و موقعیت	V_{ui} (ton)	
		max	min
پایه مار بر محور A-1	COL-1	۹۵/۹	۱۲۳/۸
	COL-2	۱۱۳/۷	۱۱۸/۳
	COL-3	۱۱۹/۴	۱۱۷/۳
	COL-4	۱۳۳/۱	۱۰۰/۲
	$\sum V$	۴۶۲/۲	۴۵۹/۶
	$\Delta\sum V_{ui}\%$	-۰/۸	-۱/۴

با توجه به اینکه اختلاف بین مجموع نیروهای برشی در مراحل تکرار اول و دوم، $\Delta\sum Vui$ کوچک‌تر از ۱۰٪ می‌باشد، کفایت تحلیل تکراری احراز گردیده و تلاش‌های (نیروهای محوری، لنگرهای خمشی و نیروهای برشی) به‌دست آمده برای ستون‌ها در تکرار دوم، به عنوان تلاش‌های متناظر با تشکیل مفصل پلاستیک در دو انتهای ستون‌ها در نظر گرفته می‌شوند. بنابراین، لنگرهای خمشی محاسبه‌شده در این مرحله تکرار محاسبات، بر ظرفیت‌های خمشی نهایی ستون‌ها دلالت خواهند داشت.

گام ث : محاسبهٔ نسبت‌های ظرفیت به تقاضای لنگرهای خمشی ستون‌ها و شالوده‌ها

مقادیر اسمی ظرفیت خمشی و تقاضای لنگرهای الاستیک در بحرانی‌ترین ترکیب‌بارها برای تعیین مقادیر r_{ec} و r_{ef} به‌کار گرفته شده و مقادیر نسبت‌های ظرفیت به تقاضای حاصله در جدول خ–۷ ارایه گردیده‌اند.

جدول خ-۷- نسبت‌های ظرفیت به تقاضای r_{ef} , r_{ec} برای ستون‌ها و شالودهٔ قاب A-1

ستون و موقعیت			r_{ec}		r_{ef}		
			min	max	min	max	
پایه مارّ بر محور A-1	COL-1	**بالای ستون**	۰/۷۲	۰/۹۴			
		پای ستون	۰/۶۵	۰/۸۳	۱/۱۴	۱/۴۱	Case III
	COL-2	**بالای ستون**	۰/۷۲	۰/۷۵			
		پای ستون	۰/۶۹	۰/۷۲	۱/۱۴	۱/۴۱	Case III
	COL-3	**بالای ستون**	۰/۷۱	۰/۷۲			
		پای ستون	۰/۶۸	۰/۶۹	۱/۱۴	۱/۴۱	Case III
	COL-4	**بالای ستون**	۰/۶۵	۰/۸۷			
		پای ستون	۰/۵۸	۰/۷۷	۱/۱۴	۱/۴۱	Case III

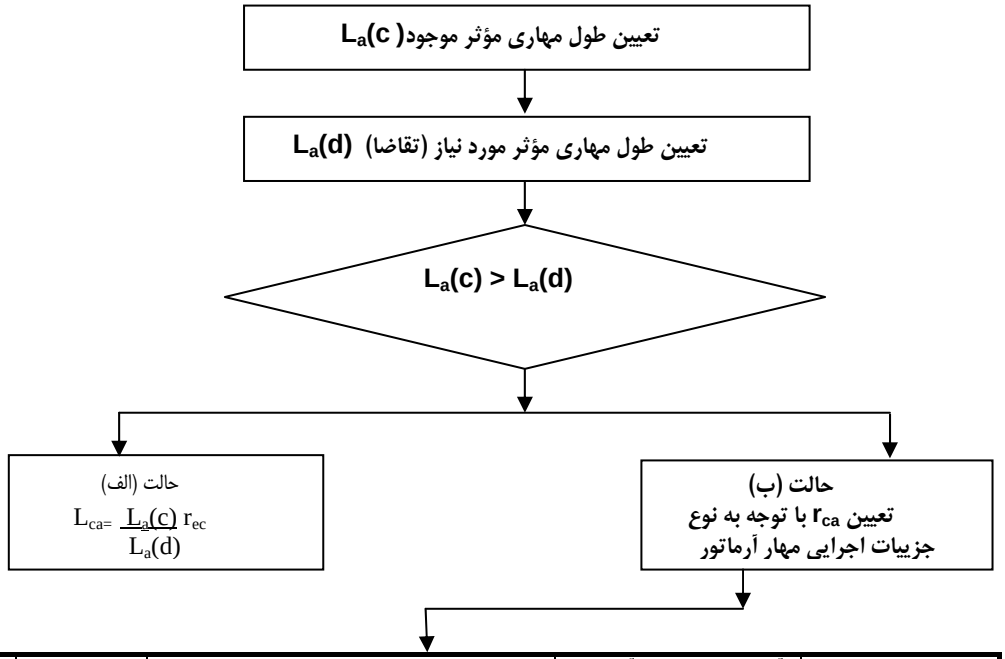
نسبت‌های مهار آرماتور، وصله‌ها و محصورشدگی عرضی ستون‌ها (r_{ca} , r_{cs} , r_{cc})

محاسبهٔ سایر نسبت‌های ظرفیت به تقاضای لازم برای ارزیابی ستون‌ها

با توجه به جدول خ-۷ مشاهده می‌شود که در مواضع پای تمامی ستون‌ها، حالت III گام ۴ پیوست (ت) یا به‌عبارت دیگر تشکیل مفصل در ستون ـ مقدم بر شالوده ـ حاکم خواهد بود. در این حالت کافی است نسبت‌های ظرفیت بـه تقاضـای سـتون بـرای طـول مهاری آرماتورهای طولی (r_{ca})، وصله‌های آرماتورهای طولی (r_{cs}) و میزان محصورشدگی عرضی ستون (r_{cc}) محاسبه گردند.

تعیین نسبت ظرفیت به تقاضا برای مهار آرماتورهای طولی ستون‌ها، r_{ca}

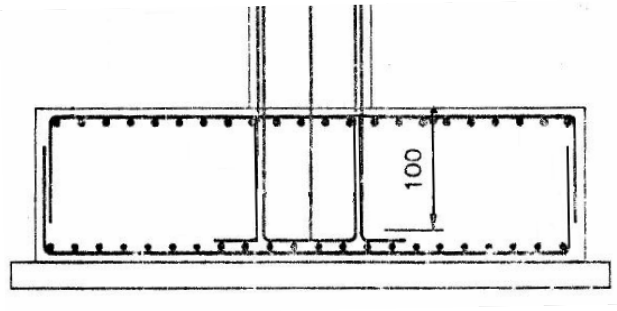
در صورتی‌که آرماتور طولی به‌میزان مکفی مهار نشده باشد، زوال ناگهانی مقاومت خمشی ناشی از بیرون کشیده شـدن میلگردهـا محتمل خواهد بود. نسبت C/D برای مهار آرماتورهای طولی به‌شرح مندرج در فصل هشتم و نهم و پیوست (ت) محاسبه می‌گردد.



نسبت C/D	آیا شبکه فوقانی آرماتور برای شالوده تأمین شده است؟	نوع جزییات مهاری	موقعیت	شماره جزییات
$r_{ca} = r_{ef}$	خیر	مستقیم	شالوده	۱
$r_{ca}=1.3r_{ef}$	خیر	خم استاندارد ۹۰ درجه به سمت خارج از مرکز ستون	شالوده	۲
$r_{ca}=2.0r_{ef}$	خیر	خم استاندارد ۹۰ درجه به سمت مرکز ستون	شالوده	۳
$r_{ca}=1.5r_{ef}$	بلی	مستقیم (فاقد خم)	شالوده	۴
۱/۰	بلی	استاندارد خم ۹۰ درجه	شالوده	۵
۱/۰	----------	----------	تیر سرستون	۶

شکل خ-۱۴- روند تعیین نسبت‌های C/D برای مهار آرماتورهای طولی

با توجه به نقشه‌های موجود، طول مستقیم آرماتورهای طولی دارای خم ۹۰° برابر با ۱۰۰ سانتی‌متر می‌باشد.



شکل خ-۱۵- طول مهاری مؤثر آرماتورهای طولی در شالوده (تنگ ستون‌ها نشان داده نشده‌است)
(به‌طوریکه مشاهده می‌شود در تمام عرض شالوده خاموت‌های میانی پیش‌بینی نگردیده‌اند.)
(همچنین، آرماتور طولی در گونه‌های طرفین پل منظور نشده‌است)

$l_a(c) = ۱۰۰۰ \ mm$

براساس مهار با خم استاندارد ۹۰ درجه، طول مهار مورد نیاز از روابط پیوست (ت) به ازای $K_m = ۰/۷$ محاسبه می‌شود:

$$\ell_a(d) = ۱۲۰۰ \times ۰/۷ \times ۳۲ \left(\frac{۴۰۰۰۰۰}{۲/۶۲۶ \times ۶۰۰۰ \sqrt{۲۵۰۰۰}} \right) = ۴۳۲ < ۱۵ d_b = ۱۵ \times ۳۲ = ۴۸۰ mm$$

با توجه به اینکه طول محاسبه‌شدهٔ $l_a(d)$ از $۱۵d_b$ کوچک‌تر است، مقدار طول مهاری مورد نیاز برابر با $۱۵d_b$، معادل با ۴۸۰ میلی‌متر اختیار می‌شود. برای محاسبهٔ r_{ca}، به علت آنکه $\left(\ell_a(c) \geq \ell_a(d)\right)$ حالت (ب) صادق خواهد بود که براساس شکل خ-۱۵ و جزییات پنجم اشاره شده در جدول ذیربط، مقدار r_{ca} برابر با واحد خواهد بود.

تعیین نسبت ظرفیت به تقاضای وصلهٔ آرماتورهای طولی ستون r_{cs}

بروز زوال مقاومت خمشی در محل وصله ستون‌هایی که دارای آرماتورهای طولی وصله‌شده در مواضع نزدیک یا در طول ناحیه مفصل پلاستیک خمشی هستند، تحت تأثیر زلزله محتمل خواهد بود؛ مگر آنکه آرماتور عرضی به‌میزان کافی با فاصلهٔ نسبتاً نزدیک به‌یکدیگر در این موضع پیش‌بینی شده باشد. حداقل مساحت سطح مقطع آرماتور عرضی مورد نیاز برای ممانعت از بروز شکست سریع در وصله ناشی از بارگذاری رفت و برگشتی، در ترازی پایین‌تر از مقاومت تسلیم میلگردهای وصله شده، برابر است با:

$$A_{tr}(d) = \frac{s \, f_y}{\ell_s \, f_{yt}} A_b \qquad (خ-۱۱)$$

که در آن:

s = فاصلهٔ آرماتور عرضی،

ℓ_s = طول وصله،

f_y = تنش تسلیم آرماتور طولی،

f_{yt} = تنش تسلیم آرماتور عرضی و

A_b = مساحت سطح مقطع میلگردهای وصله‌شده می‌باشد.

اگر فاصلهٔ آزاد بین میلگردهای وصله شده بزرگ‌تر یا مساوی با ۴ برابر قطر آرماتور وصله شده d_b باشد، $A_{tr}(c)$ برابر مساحت سطح مقطع حلقهٔ محصورکننده هسته مرکزی (تنگ یا دورپیچ) خواهد بود. اگر فاصلهٔ آزاد کمتر از $4d_b$ باشد، $A_{tr}(c)$ برابر با مساحت میلگردهای عرضی که ترک مستعد شکاف‌خوردگی را در طول یک ردیف از میلگردهای وصله شده قطع می‌نماید، تقسیم بر تعداد آرماتورهای وصله شده خواهد بود. طول وصله‌ها نباید از $۴۸۸۵ d_b / \sqrt{f'_c}$ (بر حسب mm) کوچک‌تر باشد.

روند محاسبهٔ نسبت C/D برای وصله‌ها در آرماتورهای طولی، r_{cs} در پیوست (ت) ارایه شده است. نسبت‌های C/D موردنظر فقط در حالتی‌که وصله‌ها در ناحیهٔ مستعد تسلیم خمشی ستون قرار دارند، تعیین می‌شوند؛ مگر آنکه حداقل طول برای وصله آرماتورها تأمین نشده باشند. این نواحی شامل وصله‌های واقع در خارج از نیمهٔ میانی ستون‌های با نسبت‌های ارتفاع به عرض بیشتر از ۳ و

وصله‌های واقع در ستون‌های با نسبت‌های ارتفاع به عرض کوچک‌تر یا برابر ۳ می‌باشند. دو حالت زیر برای ارزیابی وصله‌ها مورد بررسی قرار داده خواهد شد.

حالت (الف):

هرگاه طول وصله، مقدار آرماتور عرضی یا فاصله آرماتورهای عرضی کفایت ننماید؛ به‌عبارت دیگر:

$\left[\ell_s < ۴۸۸۵ d_b / \sqrt{f'_c} \quad mm\ ; A_{tr}(c) < A_{tr}(d); or\ \ s > ۱۵۰ \cdot mm\right]$،

در این حالت نسبت C/D برای وصلهٔ آرماتورهای طولی، r_{cs} ، به‌صورت زیر تعیین می‌گردد:

$$r_{cs} = \frac{A_{tr}(c)}{A_{tr}(d)} \left(\frac{\left(\frac{۱۵۰}{s}\right)\ell_s}{\left(\frac{۴۸۸۵}{\sqrt{f'_c}}\right) d_b} \right) r_{ec} \le \frac{A_{tr}(c)}{A_{tr}(d)} r_{ec} \ (mm \ and \ \ KPa) \qquad (خ-۱۲)$$

که در آن نسبت $s/۱۵۰$ نباید بیشتر از ۱ و مقدار $۴۸۸۵/\sqrt{f'_c}$ نباید کوچک‌تر از ۳۰ در نظر گرفته شوند. هرگاه حداقل طول لازم برای وصله فراهم شده باشد، لازم نیست نسبت C/D برای ارزیابی وصله‌ها، r_{cs}، کوچک‌تر از $0.75r_{cs}$ منظور گردد.

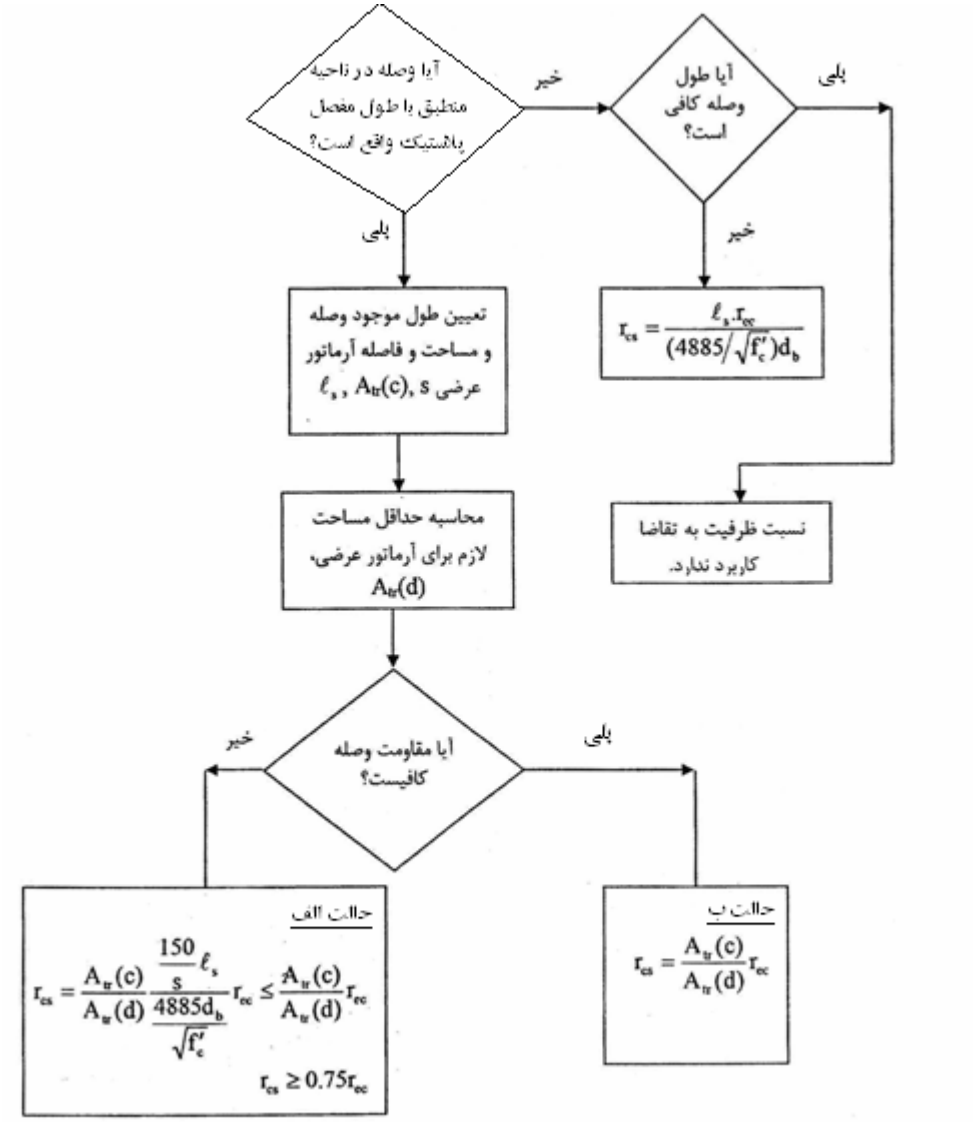
حالت ب:

هنگامی‌که طول وصله کافی باشد؛ به‌عبارت دیگر:

$\left[\ell_s > ۴۸۸۵ d_b / \sqrt{f'_c}\ mm\ ; A_{tr}(c) \ge A_{tr}(d); or\ \ s \le ۱۵۰ \cdot mm\right]$

در این‌صورت، نسبت C/D برای وصلهٔ آرماتورهای طولی، r_{cs}، از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$r_{cs} = \frac{A_{tr}(c)}{A_{tr}(d)} r_{ec} \le ۲ r_{ec} \qquad (خ-۱۳)$$



شکل خ-۱۶- روند عملیات برای تعیین نسبت ظرفیت به تقاضا به‌منظور ارزیابی وصله‌های آرماتورهای طولی (mm و KPa)

طبق نگارهٔ روند عملیاتی شکل خ-۱۶ در ابتدا باید لازم‌است بررسی گردد که آیا وصله‌ها در ناحیهٔ مستعد تشکیل مفصل پلاستیک خمشی قرار داده شده‌اند؟ با مراجعه به نقشه‌های آرماتورگذاری پایه‌های پل مورد مطالعه در این مثال، مشخص می‌گردد که آرماتورهای طولی ستون درست در تراز بالای ستون وصله شده‌اند. با توجه به مفاهیم مطروحه، در این مثال، وصله‌ها در ناحیهٔ مستعد تشکیل مفصل پلاستیک خمشی ستون‌ها واقع گردیده‌اند.

بر اساس اطلاعات موجود، طول وصله‌ها و همچنین فاصلهٔ بین آرماتورهای عرضی در ناحیهٔ وصله‌ها برابر است با:

$l_s = ۱۸۰۰\ mm$

$s = ۱۲۵\ mm$

برای محاسبهٔ $A_{tr}(c)$ لازم است ابتدا فاصلهٔ آزاد بین میلگردهای وصله شده تعیین شود. با در نظر گرفتن ۱۶ عدد آرماتور طولی به قطر ۳۲ میلی‌متر و همچنین ۱۶ عدد وصلهٔ طولی آنها، این فاصلهٔ آزاد حدود ۱۴۴ میلی‌متر به‌دست می‌آید که این مقدار از $4d_b$ (برابر با ۱۲۸ میلی‌متر) بزرگ‌تر است و بنابراین $A_{tr}(c)$ برابر خواهد بود با مساحت سطح مقطع آرماتور محصور کننده.

$$A_{tr}(c)=\pi/4\times 12^2=113/1\ mm^2$$

در ادامه با استفاده از رابطهٔ خ-۱۱ خواهیم داشت:

$$A_{tr}(d)=\frac{s\,f_y}{\ell_s\,f_{yt}}A_b=\frac{125\times 400000}{1800\times 400000}(\pi/4\times 32^2)=56\ mm^2$$

$$l_s=1800>\frac{4885d_b}{\sqrt{f_c'}}=\frac{4885\times 32}{\sqrt{250000}}=988$$

با توجه به برقراری شروط: $l_s>4885d_b/\sqrt{f_c'}$ و $A_{tr}(c)\geq A_{tr}(d)$، برای محاسبهٔ نسبت ظرفیت به تقاضای وصله‌ها از حالت ب و رابطهٔ خ-۱۳ استفاده می‌گردد.

$$r_{cs}=\frac{A_{tr}(c)}{A_{tr}(d)}r_{ec}=\frac{113/1}{56}\times 0/54=1/09>2\times 0/49=1/08\ \Rightarrow\ r_{cs}=1/08$$

تعیین نسبت ظرفیت به تقاضای مرتبط با میزان محصورشدگی هسته بتن از طریق آرماتورهای عرضی، r_{cc}

عدم کفایت آرماتورهای عرضی در تأمین هسته مرکزی بتنی محصور شده، به‌ویژه در ناحیه مستعد تشکیل مفصل پلاستیک ستون، احتمال قابل ملاحظهٔ زوال سریع ظرفیت خمشی ستون را در اثر کمانش آرماتورهای طولی و خرد شدگی بتن تحت تأثیر نیروی فشاری به‌دنبال خواهد داشت. رابطهٔ زیر را می‌توان برای محاسبهٔ نسبت C/D، r_{cc} ، برای ارزیابی آرماتور محصورکننده به‌کار برد.

$$r_{cc}=\mu.r_{ec} \qquad (\text{خ-۱۴})$$

که در آن:

$$\mu=2+4\left(\frac{k_1+k_2}{2}\right)k_3 \qquad (\text{خ-۱۵})$$

که در آن:

$$k_1 = \frac{\rho(c)}{\rho(d)\left(0.5 + \frac{1.25 P_c}{f'_c \ A_g}\right)} \le 1.0 \qquad (خ-۱۶)$$

در این روابط k_2 عبارت‌است از کوچک‌ترین مقدار حاصل از دو رابطهٔ $6 d_b / s \le 1.0$ و $0.2 b_{min} / s \le 1.0$.

k_3 = شاخص اثربخشی مهار میلگرد عرضی. در حالات متعارف این عدد برابر با ۱/۰ درنظر گرفته خواهد شد. ولی در موارد عدم کفایت مهار میلگردهای عرضی باید برای تعیین k_3 از شکل خ-۱۷ استفاده شود. در این حالت، جواب معادلهٔ خ-۱۵ از طریق تکرار به‌دست می‌آید.

$\rho(c)$ = نسبت حجمی آرماتور عرضی موجود،

$\rho(d)$ = نسبت حجمی لازم آرماتور عرضی،

P_c = نیروی محوری فشاری ستون

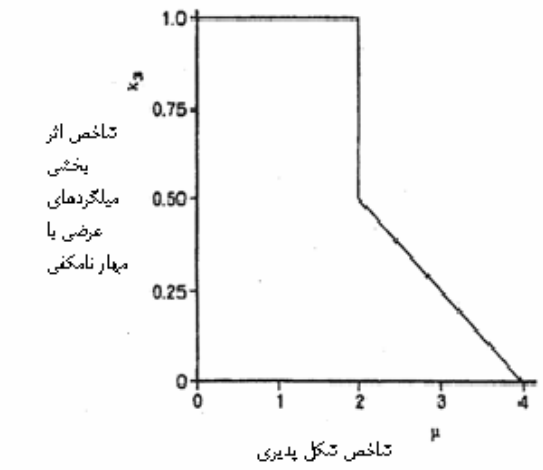
f'_c = مقاومت فشاری بتن

A_g = سطح مقطع ظاهری ستون

s = فاصلهٔ آرماتورهای عرضی

d_b = قطر آرماتور طولی

b_{min} = بعد حداقل مقطع ستون



شکل خ-۱۷- شاخص اثر بخشی آرماتورگذاری عرضی با مهار نامکفی به‌صورت تابعی از شاخص شکل‌پذیری

برای محاسبهٔ مقدار μ با استفاده از رابطهٔ خ-۱۶، نیاز به تعیین کمیت‌های زیر خواهد بود:

$$\rho(c)=\frac{\pi/۴\times d_s{}^{۲}\times\pi\times(D-۲c)}{\pi/۴\times D^{۲}\times s}=\frac{۱۲^{۲}\times۳/۱۴۱۵\times(۱۲۰۰-۲\times۷۰)}{۱۲۰۰^{۲}\times۱۲۵}=۰/۰۰۲۶۴$$

$$\rho(d)=Max\left\{۰/۴۵\left[\frac{A_g}{A_c}-۱\right]\frac{f_c^{'}}{f_{yh}},۰/۱۲\frac{f_c^{'}}{f_{yh}}\right\}=۰/۰۰۷۵$$

$$k_۱=\frac{\rho(c)}{\rho(d)\left(۰/۵+\frac{۱/۲۵P_c}{f_c'\ A_g}\right)}=\frac{۰/۰۰۲۶۴}{۰/۰۰۷۵\left(۰/۵+\frac{۱/۲۵\times۳۱۵۰۰۰}{۲۵۰\times۳.۱۴۱۵/۴\times۱۲۰^{۲}}\right)}=۰/۵۵۵\le۱/۰$$

$$k_۲=Min\left(\frac{۶d_b}{s},\frac{۰/۲b_{\min}}{s}\right)=Min\left(\frac{۶\times۳۲}{۱۲۵},\frac{۰/۲\times۱۲۰۰}{۱۲۵}\right)=۱/۵۳۶\ge۱/۰\ \Rightarrow\ k_۲=۱/۰$$

در صورتی‌که فرض شود مهار آرماتورهای عرضی به‌میزان مکفی تأمین نشده باشد، برای مقدار k_3 از دیاگرام شکل خ-۱۷ و از روش تکرار برای محاسبهٔ μ استفاده می‌شود.

پس از انجام مراحل آزمون و خطا : $k_3=۰/۲۸۱(\mu=۲/۸۷)$

$$\mu=۲+۴\left(\frac{k_۱+k_۲}{۲}\right)k_۳=۲+۴\left(\frac{۰/۵۵۵+۱/۰}{۲}\right)\times۰/۲۸۱=۲/۸۷۵$$

بنابراین، مقدار r_{cc} برابر خواهد بود با:

$$r_{cc}=\mu.r_{ec}=۲/۸۷۵\times۰/۵۴=۱/۵۵$$

تعیین نسبت‌های ظرفیت به تقاضا در بالای ستون

در مواضع فوقانی ستون‌ها، لازم است نسبت‌های ظرفیت به تقاضا برای مهار آرماتورهای طولی و وصلهٔ آرماتورها محاسبه شود. همچنین با توجه به آنکه در مواضع بالای ستون مقادیر r_{ec} در مثال حاضر کوچک‌تر از ۰/۸ می‌باشد، نسبت ظرفیت به تقاضا برای بررسی کفایت آرماتورهای عرضی محصورکننده باید محاسبه گردد.

محاسبهٔ نسبت ظرفیت به تقاضای مهار آرماتور طولی

در مثال حاضر جزییات مهار آرماتورهای طولی ستون در سرستون نیز مانند مهار آرماتورهای طولی ستون در شالوده‌ها می‌باشد. بر اساس نقشه‌های موجود، طول مؤثر مهاری موجود آرماتورهای طولی ستون در سرستون ۸۰۰ میلی‌متر می‌باشد.

$$l_a(c)=۸۰۰\ mm$$

مقدار تقاضای طول مهاری آرماتور ستون با توجه به محاسبات قبلی برابر است با:

$$l_a(c)=۴۸۰\ mm$$

با توجه به‌آنکه شرط $\left(\ell_a(c) \geq \ell_a(d)\right)$ برقرار می‌باشد، مطالعات بر اساس حالت (ب) دنبال می‌شود که براساس شکل خ-۱۴ و جزییات ششم اشاره شده در جدول مربوط، r_{ca} برابر با واحد خواهد بود.

محاسبهٔ نسبت ظرفیت به تقاضای وصلهٔ آرماتور طولی

آرماتورهای طولی ستون در ناحیهٔ فوقانی ستون و در موضع اتصال به سرستون، فاقد وصله می‌باشد و از اینرو بررسی و ارزیابی نسبت ظرفیت به تقاضای وصلهٔ آرماتور طولی در این موضع مطرح نمی‌باشد.

محاسبهٔ نسبت ظرفیت به تقاضای مرتبط با آرماتورهای عرضی محصور کننده

در ناحیه بالای ستون، فاصلهٔ بین آرماتورهای عرضی، s، برابر با ۲۰۰ میلی‌متر و در ناحیهٔ پای ستون (روی شالوده) فواصل این آرماتورها برابر با ۱۲۵ میلی‌متر پیش‌بینی شده است. با توجه به مقدار به‌دست آمده برای r_{ec} برابر با ۰/۶۵ خواهیم داشت:

$$\rho(c)=\frac{\pi/۴\times d_s^{۲}\times\pi\times(D-۲c)}{\pi/۴\times D^{۲}\times s}=\frac{۱۲^{۲}\times۳/۱۴۱۵\times(۱۲۰۰-۲\times۷۰)}{۱۲۰۰^{۲}\times۲۰۰}=۰/۰۰۱۶۶۵$$

$$k_۱=\frac{\rho(c)}{\rho(d)\left(۰/۵+\frac{۱/۲۵P_c}{f'_c\ A_g}\right)}=\frac{۰/۰۰۱۶۶۵}{۰/۰۰۷۵\left(۰/۵+\frac{۱/۲۵\times۳۱۵۰۰۰}{۲۵۰\times۳۰۱۴۱۵/۴\times۱۲۰^{۲}}\right)}=۰/۳۴۷\leq۱/۰$$

پس از طی مراحل آزمون و خطا : $k_3 = ۰/۳$ (μ=۲/۸۰)

$$\mu=۲+۴\left(\frac{k_۱+k_۲}{۲}\right)k_۳=۲+۴\left(\frac{۰/۳۴۷+۱/۰}{۲}\right)\times۰/۳=۲/۸۰$$

$$r_{cc}=\mu.r_{ec}=۲/۸۰\times۰/۶۵=۱/۸۲$$

نسبت ظرفیت به تقاضا برای نیروی برشی ستون‌ها r_{cv}

محاسبهٔ نسبت ظرفیت به تقاضای نیروی برشی ستون‌ها

هرگاه تقاضای نیروی برشی از ظرفیت متناظر تجاوز نماید، شکست برشی محتمل خواهد بود. این پدیده به آثار اندرکنشی نیروی برشی و لنگر خمشی وابسته خواهد بود و امکان دارد مقدم بر تسلیم خمشی یا در حین تسلیم خمشی (به لحاظ زوال ظرفیت برشی ناشی از شکست مفصل پلاستیکی خمشی) رخنمون گردد. محاسبهٔ نسبت C/D برای نیروی برشی ستون، r_{cv} ، به‌شرح زیر صورت می‌گیرد:

$V_u(d)=$ حداکثر نیروی برشی ستون که منجر به ایجاد مفصل پلاستیک در هر دو انتهای فوقانی و تحتانی ستون گردد. گونه‌های مسلط گسیختگی ناشی از تسلیم در ستون یا پی ($V_u(d)=۱/۳\sum M_u/L_c$)، یا عدم کفایت طول مهاری یا وصله ستون کنترل‌کننده خواهد بود.

$V_e(d)=$ بیشینه نیروی برشی الاستیک محاسبه شده

$V_i(c)=$ مقاومت برشی اولیهٔ ستون قبل از اعمال خسارت. این پارامتر شامل مقاومت سطح مقطع خالص بتن و آرماتور فولادی عرضی می‌باشد.

$V_f(c)=$ مقاومت برشی نهایی ستون خسارت دیده. این مقاومت شامل مقاومت هسته بتنی ستون و آن بخش از فولاد عرضی خواهد بود که به‌طور موثر مهار گردیده باشد. هرگاه تنش فشاری بزرگ‌تر یا مساوی با $۰/۱f'_c$ باشد، تنش برشی مجاز هسته بتنی ستون را می‌توان برابر با $۵/۲\sqrt{f'_c}\ KPs$ $(۲\sqrt{f'_c}\ psi)$ فرض نمود. در غیر این‌صورت، از مقاومت مجاز برشی بتن صرفنظر خواهد شد.

روند محاسبهٔ نسبت ظرفیت به تقاضای نیروی برشی ستون در شکل خ-۱۸ نشان داده شده است.

وقتی ستون‌ها در معرض تسلیم شدگی خمشی قرار ندارند $(r_{ec} \geq ۱/۰)$، نسبت C/D برای نیروی برشی ستون را باید با استفاده از ظرفیت برشی اولیه، $V_i(c)$، و تقاضای نیروی برشی الاستیک، $V_e(d)$، محاسبه نمود. در ستون‌های در معرض تسلیم خمشی، $(r_{ec} < ۱/۰)$، نسبت C/D برای نیروی برشی ستون، r_{cv} ، بر مبنای روند نشان داده شده در شکل خ-۱۷ محاسبه می‌گردد. ۳ حالت به‌شرح زیر قابل تفکیک خواهد بود:

حالت (الف) :

اگر مقاومت برشی اولیهٔ ستون قبل از اعمال خسارت از مقاومت برشی بیشینهٔ متناظر با ایجاد مفصل پلاستیک کوچک‌تر باشد، $[V_i(c) < V_u(d)]$، بروز شکست ترد برشی مقدم بر تشکیل مفصل پلاستیک محتمل خواهد بود و نسبت ظرفیت به تقاضای کل، r_{cv} ، باید با استفاده از تقاضاهای برشی اولیه محاسبه شود. یعنی:

$$r_{cv} = \frac{V_i(c)}{V_e(d)} \leq r_{ec} \qquad (خ-۱۷)$$

حالت (ب) :

درحالتی‌که مقاومت برشی اولیهٔ ستون از نیروی برشی حداکثر ناشی از ایجاد مفصل پلاستیک تجاوز نماید، ولی مقاومت برشی نهایی ستون کافی نباشد، $[V_i(c) \geq V_u(d) > V_f(c)]$، بنابراین نسبت C/D برای برش ستون به میزان تسلیم خمشی بستگی داشته و زوال ظرفیت برشی از $V_i(c)$ به $V_u(d)$ درنظر گرفته خواهد شد.

$$r_{cv} = \mu . r_{ec} \qquad (خ-۱۸)$$

که در آن:

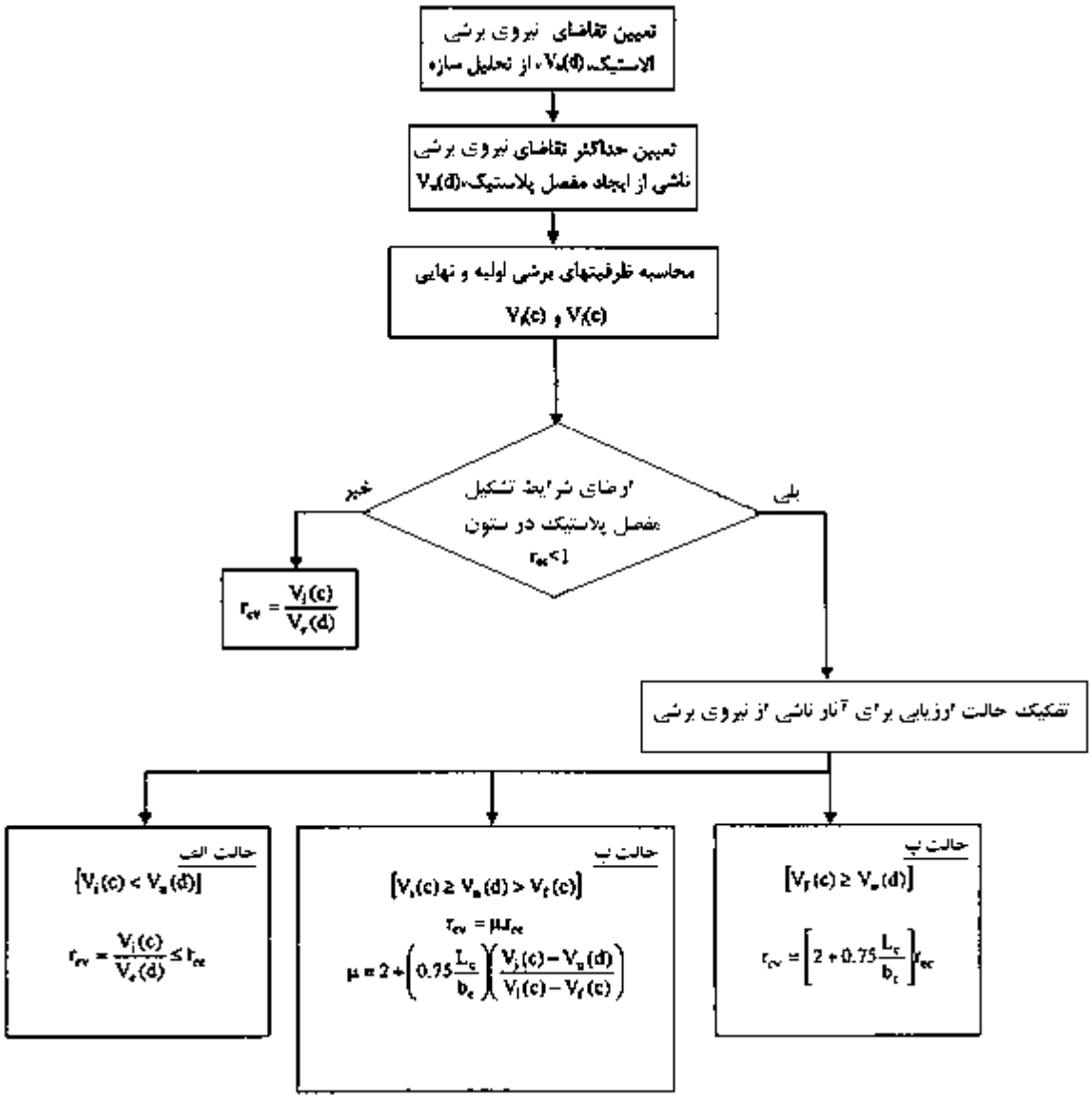
$$\mu = ۲ + \left(۰/۷۵ \frac{L_c}{b_c}\right)\left(\frac{V_i(c) - V_u(d)}{V_i(c) - V_f(c)}\right) \qquad (خ-۱۹)$$

و

$L_c=$ ارتفاع ستون،

b_c = عرض ستون در جهت برش.

لازم به‌یادآوری است که در معادلهٔ (خ-۱۹) نسبت ارتفاع به عرض ستون نباید بیش از ۴ در نظر گرفته شود.



شکل خ-۱۸- روند محاسباتی نسبت‌های C/D برای نیروهای برشی ستون‌ها

حالت (پ):

هرگاه مقاومت برشی نهایی ستون برای مقاومت در برابر نیروی برشی حداکثر ناشی از تشکیل مفصل پلاستیک کفایت نماید، $[V_f(c) \geq V_u(d)]$ ، نسبت C/D برای نیروی برشی ستون از رابطه زیر تعیین می‌گردد:

$$r_{cv} = \left[۲+۰/۷۵ \frac{L_c}{b_c} \right] r_{ec} \qquad (خ-۲۰)$$

نمادهای رابطه فوق پیش‌تر و در پیوست (ت) تعریف شده‌اند. نظیر حالت ب، در این حالت نیز نسبت ارتفاع به عرض ستون را نباید بیش از ۴ در نظر گرفت.

حداکثر مقدار $V_e(d)$ برای ستون چهارم (COL-4) پایهٔ مورد مطالعه که در ترکیب بار شامل زلزلهٔ عرضی رخ داده است، برابر با ۱۲۸/۷ ton می‌باشد.

طبق محاسبات انجام شده برای تعیین تلاش‌های حاصل از تشکیل مفصل پلاستیک در ستون‌ها، مقدار نیروی برشی برای ستون مذکور، برابر با ۱۳۳/۱ ton محاسبه شده بود، که این مقدار به عنوان $V_u(d)$ درنظر گرفته می‌شود، بنابراین:

$V_e(d) = ۱۲۸/۷ \text{ ton}$

$V_u(d) = ۱۳۳/۱ \text{ ton}$

ظرفیت‌های برشی اولیه و نهایی ستون به ترتیب زیر محاسبه می‌گردند:

$$V_i(c) = V_c + V_s$$

$$V_c = \nu_c \times d \times b = ۵/۲ \sqrt{f_c'} \times d \times b \quad (KPa) \qquad and \qquad V_s = \frac{A_{tr} f_{yt} d}{s}$$

$$V_c = ۵/۲ \sqrt{۲۵۰۰۰} \times ۱/۱۳ \times ۰/۸ \times ۱/۲۰ = ۹۰۳/۹ \; KN = ۹۲/۱۸ \; ton$$

$$V_s = \frac{۲\pi/۴ \times ۰/۰۱۲^۲ \times ۴۰۰۰۰۰ \times ۱/۱۳}{۰/۱۲۵} = ۸۱۷/۹ \; KN = ۸۳/۴ ton$$

$$V_i(c) = ۹۲/۱۸ + ۸۳/۴ = ۱۷۵/۶ \; ton$$

با توجه به آنکه تنش فشاری بتن در ترکیب بار مورد مطالعه از $۰/۱ f_c'$ کوچک‌تر می‌باشد، در محاسبهٔ ظرفیت نهایی برشی ستون ($V_f(c)$) از مقاومت برشی بتن صرفنظر می‌گردد و تنها مقاومت برشی آرماتورهای عرضی درنظر گرفته می‌شود.

$$V_f(c) = V_s = ۸۳/۴ \; ton$$

با توجه به‌آنکه نسبت ظرفیت به تقاضای لنگر خمشی ستون، r_{ec}، از مقدار واحد کوچک‌تر می‌باشد و احتمال تشکیل مفصل پلاستیک وجود دارد، برای محاسبهٔ r_{cv} باید حالت مسلط برای ارزیابی ستون تعیین شود. مشاهده می‌شود که مقدار نیروی برشی

متناظر با تشکیل مفصل در دو انتهای مابین مقاومت برشی اولیه و نهایی ستون قرار گرفته است و در این‌صورت، حالت (ب) حاکم خواهد بود.

بنابراین، با استفاده از رابطهٔ خ-۱۹ خواهیم داشت:

$$\mu = ۲ + \left(۰/۷۵ \frac{L_c}{b_c} \right) \left(\frac{V_i(c) - V_u(d)}{V_i(c) - V_f(c)} \right) = ۲ + (۰/۷۵ \times Min(\frac{۶/۳۵}{۱/۲}, ۴) \times \left(\frac{۱۷۶/۵ - ۱۳۳/۱}{۱۷۶/۵ - ۸۳/۴} \right) = ۳/۳۹$$

با جای‌گذاری μ در رابطهٔ خ-۱۹ مقدار r_{cv} به‌دست خواهد آمد:

$$r_{cv} = \mu . r_{ec} = ۳/۳۹ \times ۰/۵۴ = ۱/۸۳$$

بررسی احتمال بروز روانگرایی

با توجه به اطلاعات موجود ژئوتکنیکی، احتمال بروز روانگرایی در محدودهٔ پل مورد مطالعه وجود نداشته و محاسبه نسبت ظرفیت به تقاضای r_{sl} برای ارزیابی استعداد ساختگاه در زمینه بروز روانگرایی در این مثال کاربرد ندارد.

خلاصهٔ نتایج نسبت‌های ظرفیت به تقاضای محاسبه شده برای سایر پایه‌های پل

خلاصهٔ نتایج نسبت‌های ظرفیت به تقاضای محاسبه شده برای پایهٔ A-1 در جدول خ-۹ ارایه شده است. چنانکه ذکر شد، محاسبات برای پایهٔ مزبور به تفصیل در صفحات پیشین ارایه گردید. در مورد سایر پایه‌های پل به ارایهٔ خلاصه نتایج محاسبات بسنده شده است، در جداول خ-۸ الی خ-۱۲ صرفاً نسبت‌های ظرفیت به تقاضا محاسبه شده برای سایر پایه‌ها ارایه گردیده‌اند.

جدول خ-۸- نسبت‌های ظرفیت به تقاضا برای قاب محور A-1 (پایهٔ کناری)

Location			r_{ec}	r_{ef}	Case	r_{ca}	r_{cs}	r_{cc}	r_{cv}
پایه مار بر A-1	COL-1	بالای ستون	۰/۷۲	----	----	۱/۰	Not Applicable	۲/۰۲	۲/۰۳
		پای ستون	۰/۶۵	۱/۱۴	Case III	۱/۰	۱/۱۰	۱/۵۸	
	COL-2	بالای ستون	۰/۷۲	----	----	۱/۰	Not Applicable	۲/۰۲	۲/۴۸
		پای ستون	۰/۶۹	۱/۱۴	Case III	۱/۰	۱/۲۸	۱/۸۴	
	COL-3	بالای ستون	۰/۷۱	----	----	۱/۰	Not Applicable	۱/۹۸	۲/۵۰
		پای ستون	۰/۶۸	۱/۱۴	Case III	۱/۰	۱/۳۰	۱/۸۷	
	COL-4	بالای ستون	۰/۶۵	----	----	۱/۰	Not Applicable	۱/۸۲	۱/۸۳
		پای ستون	۰/۵۸	۱/۱۴	Case III	۱/۰	۱/۰۸	۱/۵۵	

جدول خ-۹- نسبت‌های ظرفیت به تقاضا برای قاب محور A-2 (پایهٔ کناری)

Location			r_{ec}	r_{ef}	Case	r_{ca}	r_{cs}	r_{cc}	r_{cv}
پایه مار بر A-2	COL-5	بالای ستون	۰/۴۷	----	----	۱/۰	Not Applicable	۱/۳۲	۱/۵۸
		پای ستون	۰/۴۳	۰/۹۴	Case III	۱/۰	۰/۸۶	۱/۲۴	
	COL-6	بالای ستون	۰/۵۲	----	----	۱/۰	Not Applicable	۱/۴۵	۲/۰۷
		پای ستون	۰/۵۰	۰/۹۴	Case III	۱/۰	۱/۰	۱/۴۴	
	COL-7	بالای ستون	۰/۵۴	----	----	۱/۰	Not Applicable	۱/۵۱	۲/۱۳
		پای ستون	۰/۵۱	۰/۹۴	Case III	۱/۰	۱/۰۲	۱/۴۶	
	COL-8	بالای ستون	۰/۵۵	----	----	۱/۰	Not Applicable	۱/۵۴	۱/۹۷
		پای ستون	۰/۴۹	۰/۹۴	Case III	۱/۰	۰/۹۸	۱/۴۱	

جدول خ-۱۰- نسبت‌های ظرفیت به تقاضا برای قاب محور P-1 (پایهٔ میانی)

Location			r_{ec}	r_{ef}	Case	r_{ca}	r_{cs}	r_{cc}	r_{cv}
پایه مار بر P-1	COL-9	بالای ستون	۱/۳۰	----	----	۱/۰	Not Applicable	Not Applicable	۱/۸۵
		پای ستون	۰/۸۶	۱/۴۲	Case I	۱/۰	۱/۰۴	۱/۴۹	
	COL-10	بالای ستون	۰/۸۸	----	----	۱/۰	Not Applicable	Not Applicable	۲/۱۵
		پای ستون	۰/۷۹	۱/۴۲	Case III	۱/۰	۱/۱۴	۱/۶۴	
	COL-11	بالای ستون	۰/۸۵	----	----	۱/۰	Not Applicable	Not Applicable	۲/۰۵
		پای ستون	۰/۷۵	۱/۴۲	Case III	۱/۰	۱/۱۲	۱/۶۱	
	COL-12	بالای ستون	۱/۱۹	----	----	۱/۰	Not Applicable	Not Applicable	۱/۶۳
		پای ستون	۰/۷۸	۱/۴۲	Case III	۱/۰	۱/۰۲	۱/۴۷	

جدول خ-۱۱- نسبت‌های ظرفیت به تقاضا برای قاب محور P-2 (پایهٔ میانی)

Location			r_{ec}	r_{ef}	Case	r_{ca}	r_{cs}	r_{cc}	r_{cv}
پایه مار بر P-2	COL-13	بالای ستون	۱/۲۰	----	----	۱/۰	Not Applicable	Not Applicable	۱/۸۶
		پای ستون	۰/۸۰	۱/۳۵	Case I	۱/۰	۱/۰۶	Not Applicable	
	COL-14	بالای ستون	۰/۷۶	----	----	۱/۰	Not Applicable	۲/۱۳	۲/۱۶
		پای ستون	۰/۶۹	۱/۳۵	Case III	۱/۰	۱/۱۶	۱/۶۷	
	COL-15	بالای ستون	۰/۷۳	----	----	۱/۰	Not Applicable	۲/۰۴	۲/۰۵
		پای ستون	۰/۶۶	۱/۳۵	Case III	۱/۰	۱/۱۴	۱/۶۴	
	COL-16	بالای ستون	۱/۰۵	----	----	۱/۰	Not Applicable	Not Ap plicable	۱/۶۱
		پای ستون	۰/۷۱	۱/۳۵	Case III	۱/۰	۱/۰۴	۱/۴۹	

جدول خ-۱۲- نسبت‌های ظرفیت به تقاضا برای قاب محور P-3 (پایهٔ میانی)

Location			r_{ec}	r_{ef}	Case	r_{ca}	r_{cs}	r_{cc}	r_{cv}
پایه مار بر P-3	COL-17	بالای ستون	۱/۰۹	----	----	۱/۰	Not Applicable	Not Applicable	۱/۹۷
		پای ستون	۰/۷۶	۱/۲۷	Case III	۱/۰	۱/۰۲	۱/۴۷	
	COL-18	بالای ستون	۰/۷۵	----	----	۱/۰	Not Applicable	۲/۱۰	۲/۲۰
		پای ستون	۰/۶۹	۱/۲۷	Case III	۱/۰	۱/۱۰	۱/۵۸	
	COL-19	بالای ستون	۰/۷۲	----	----	۱/۰	Not Applicable	۲/۰۱	۲/۱۳
		پای ستون	۰/۶۵	۱/۲۷	Case III	۱/۰	۱/۰۸	۱/۵۵	
	COL-20	بالای ستون	۰/۹۳	----	----	۱/۰	Not Applicable	Not Applicable	۱/۷۲
		پای ستون	۰/۶۷	۱/۲۷	Case III	۱/۰	۰/۹۸	۱/۴۱	

تحلیل براساس مقاطع ترک‌خورده

برای ملحوظداشتن تقریبی آثار رفتار فراالاستیک مصالح در تحلیل‌های خطی از خواص مقاطع ترک‌خورده به جای مقاطع ظاهری استفاده می‌شود.

در نتایج تحلیل‌های ارایه‌شده در صفحات پیشین، مقادیر تقاضاهای الاستیک اجزا با تعریف گشتاور اینرسی مقطع ظاهری محاسبه گردیده بودند. حال تحلیل مجدد با تعریف مشخصات و خواص مقاطع ترک‌خورده صورت می‌گیرد تا علاوه بر ملحوظداشتن تقریبی آثار ترک‌خوردگی مقطع، نتایج حاصل از دو تحلیل مبتنی بر خواص مقطع ظاهری و مؤثر را نیز بتوان با یکدیگر مقایسه کرد. برای در نظرگرفتن اثر ترک‌خوردگی در ستون‌ها در محاسبات حاضر، از ضریب کاهش ۰/۵ برای تبدیل گشتاور ممان اینرسی خمشی و از ضریب ۰/۳ برای تبدیل گشتاور اینرسی پیچشی مقاطع استفاده شده است. در محاسبات حاضر، برای سرستون‌ها از ضریب ۰/۵ تنها برای تبدیل گشتاور اینرسی خمشی حول محور قوی مقطع استفاده شده است.

با فرض مقطع معادل ترک‌خورده و با تعریف گشتاور اینرسی مؤثر ($I_{eff} = ۰/۵Ig$) طبیعتاً با کاهش گشتاور اینرسی و به تبع آن کاهش سختی سازه، انتظار می‌رود که سازه رفتار انعطاف‌پذیرتری ارایه داده و پریودهای اساسی ارتعاش طبیعی سازه افزایش یابند. محاسبات نشان می‌دهد که پریود ارتعاش طبیعی سازه در مود ارتعاش عرضی تقریباً ۲۲ درصد در مقایسه با تحلیل مبتنی بر خواص مقطع ظاهری (ترک‌نخورده) ستون افزایش یافته‌اند.

با توجه به تغییر مقادیر زمان تناوب سازه تقاضاهای نیرویی و تغییرمکانی اعضا و اجزای پل نیز تغییر خواهند یافت خلاصه نتایج محاسبات نسبت‌های ظرفیت به تقاضا براساس مشخصات مقطع ترک‌خوردهٔ معادل با مفروضات مذکور در فوق به شرح زیر ارایه گردیده‌اند.

نسبت‌های ظرفیت به تقاضا برای ارزیابی ستون‌ها و شالوده‌های بتن‌آرمه

نسبت‌های ظرفیت به تقاضای ستون‌ها و شالوده‌ها براساس نتایج تحلیل با خواص مقاطع ترک‌خوردهٔ اعضای بتن‌آرمه، محاسبه و خلاصهٔ نتایج در جداول خ-۱۴ الی خ-۱۸ ارایه شده‌اند.

جدول خ-۱۴- نسبت‌های ظرفیت به تقاضا برای ستون‌های قاب محور A-1 (پایهٔ کناری) بر اساس تحلیل با خواص مقطع ترک‌خورده

Location			r_{ec}	r_{ef}	Case	r_{ca}	r_{cs}	r_{cc}	r_{cv}
پایه مار بر A-۱	COL-1	بالای ستون	۰/۷۳	----	----	۱/۰	Not Applicable	۲/۰۴	۲/۲۲
		پای ستون	۰/۶۷	۱/۱۷	Case III	۱/۰	۱/۲۰	۱/۷۲	
	COL-2	بالای ستون	۰/۷۴	----	----	۱/۰	Not Applicable	۲/۰۷	۲/۶۸
		پای ستون	۰/۷۲	۱/۱۷	Case III	۱/۰	۱/۳۸	۱/۹۸	
	COL-3	بالای ستون	۰/۷۳	----	----	۱/۰	Not Applicable	۲/۰۴	۲/۵۵
		پای ستون	۰/۷۰	۱/۱۷	Case III	۱/۰	۱/۳۸	۱/۹۸	
	COL-4	بالای ستون	۰/۶۵	----	----	۱/۰	Not Applicable	۱/۸۲	۱/۹۴
		پای ستون	۰/۵۹	۱/۱۷	Case III	۱/۰	۱.۱۴	۱/۶۳	

جدول خ-۱۵- نسبت‌های ظرفیت به تقاضا برای ستون‌های قاب محور A-2 (پایهٔ کناری) بر اساس تحلیل با خواص مقاطع ترک‌خورده

Location			r_{ec}	r_{ef}	Case	r_{ca}	r_{cs}	r_{cc}	r_{cv}
پایه مار بر A-۲	COL-5	بالای ستون	۰/۴۳	----	----	۱/۰	Not Applicable	۱/۲۰	۱/۵۱
		پای ستون	۰/۴۱	۰/۹۲	Case III	۱/۰	۰/۸۲	۱/۱۸	
	COL-6	بالای ستون	۰/۵۰	----	----	۱/۰	Not Applicable	۱/۴۰	۱/۹۸
		پای ستون	۰/۴۸	۰/۹۲	Case III	۱/۰	۰/۹۶	۱/۳۸	
	COL-7	بالای ستون	۰/۵۲	----	----	۱/۰	Not Applicable	۱/۴۵	۲/۱۷
		پای ستون	۰/۵۲	۰/۹۲	Case III	۱/۰	۱/۰۴	۱/۴۹	
	COL-8	بالای ستون	۰/۵۲	----	----	۱/۰	Not Applicable	۱/۴۵	۲/۰۰
		پای ستون	۰/۵۰	۰/۹۲	Case III	۱/۰	۱/۰۰	۱/۴۰	

جدول خ-۱۶- نسبت‌های ظرفیت به تقاضا برای ستون‌های قاب محور P-1 (پایهٔ میانی) بر اساس تحلیل با خواص مقاطع ترک‌خورده

Location			r_{ec}	r_{ef}	Case	r_{ca}	r_{cs}	r_{cc}	r_{cv}
پایه مار بر P-۱	COL-9	بالای ستون	۱/۲۰	----	----	۱/۰	Not Applicable	Not Applicable	۲/۰۲
		پای ستون	۰/۸۷	۱/۴۲	Case I	۱/۰	۱/۱۴	۱/۶۴	
	COL-10	بالای ستون	۰/۸۹	----	----	۱/۰	Not Applicable	Not Applicable	۲/۳۵
		پای ستون	۰/۸۱	۱/۴۲	Case I	۱/۰	۱/۲۴	۱/۷۸	
	COL-11	بالای ستون	۰/۸۵	----	----	۱/۰	Not Applicable	Not Applicable	۲/۲۴
		پای ستون	۰/۷۷	۱/۴۲	Case III	۱/۰	۱/۲۲	۱/۷۳	
	COL-12	بالای ستون	۱/۰۸	----	----	۱/۰	Not Applicable	Not Applicable	۱/۷۶
		پای ستون	۰/۷۸	۱/۴۲	Case III	۱/۰	۱/۱۰	۱/۵۸	

جدول خ-۱۷- نسبت‌های ظرفیت به تقاضا برای ستون‌های قاب محور P-2 (پایهٔ میانی) بر اساس تحلیل با خواص مقاطع ترک‌خورده

Location			r_{ec}	r_{ef}	Case	r_{ca}	r_{cs}	r_{cc}	r_{cv}
پایه مار بر P-2	COL-13	بالای ستون	۱/۱۱	----	----	۱/۰	Not Applicable	Not Applicable	۲/۰۴
		پای ستون	۰/۸۰	۱/۳۵	Case I	۱/۰	۱/۱۶	۱/۶۷	
	COL-14	بالای ستون	۰/۷۶	----	----	۱/۰	Not Applicable	۲/۲۳	۲/۳۵
		پای ستون	۰/۷۱	۱/۳۵	Case III	۱/۰	۱/۲۶	۱/۷۶	
	COL-15	بالای ستون	۰/۷۳	----	----	۱/۰	Not Applicable	۲/۰۴	۲/۲۳
		پای ستون	۰/۶۷	۱/۳۵	Case III	۱/۰	۱/۲۴	۱/۷۸	
	COL-16	بالای ستون	۰/۹۷	----	----	۱/۰	Not Applicable	Not Applicable	۱/۷۶
		پای ستون	۰/۷۰	۱/۳۵	Case III	۱/۰	۱/۱۴	۱/۶۴	

جدول خ-۱۸- نسبت‌های ظرفیت به تقاضا برای ستون‌های قاب محور P-3 (پایهٔ میانی) بر اساس تحلیل با مقاطع ترک‌خورده

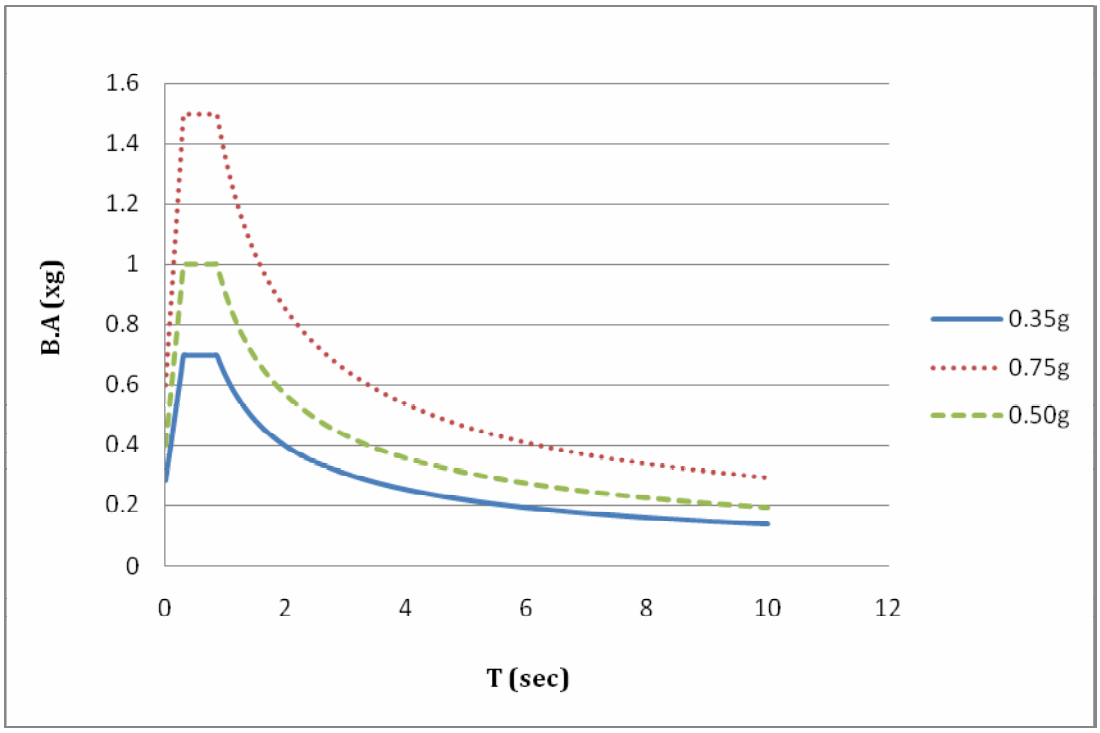
Location			r_{ec}	r_{ef}	Case	r_{ca}	r_{cs}	r_{cc}	r_{cv}
پایه مار بر P-3	COL-17	بالای ستون	۰/۹۸	----	----	۱/۰	Not Applicable	Not Applicable	۲/۱۷
		پای ستون	۰/۷۶	۱/۲۶	Case III	۱/۰	۱/۱۲	۱/۶۱	
	COL-18	بالای ستون	۰/۷۳	----	----	۱/۰	Not Applicable	۲/۰۴	۲/۴۴
		پای ستون	۰/۶۸	۱/۲۶	Case III	۱/۰	۱/۲۲	۱/۷۵	
	COL-19	بالای ستون	۰/۷۰	----	----	۱/۰	Not Applicable	۱/۹۶	۲/۳۳
		پای ستون	۰/۶۵	۱/۲۶	Case III	۱/۰	۱/۱۸	۱/۶۹	
	COL-20	بالای ستون	۰/۸۴	----	----	۱/۰	Not Applicable	Not Applicable	۱/۸۶
		پای ستون	۰/۶۵	۱/۲۶	Case III	۱/۰	۱/۰۶	۱/۵۲	

ملاحظه می‌گردد که اکثر ستون‌ها در حالت III مطابق با پیوست (ت) قرار دارند که بر تسلیم و تشکیل مفاصل پلاستیک در ستون‌ها دلالت دارد. در مورد اغلب نسبت‌های ظرفیت به تقاضای مربوط به‌ستون‌ها از قبیل نسبت‌های مرتبط با مهار آرماتورهای طولی، وصلهٔ آرماتور طولی، آرماتورهای عرضی محصورکننده و نیروی برشی، مقادیری بزرگ‌تر از واحد حاصل گردیده است. لازم به‌یادآوری است که در تحلیل‌های انجام گرفته ماهیتاً موارد عدم قطعیت وجود دارد که ممکن است در نتایج تأثیر گذار باشند. عدم قطعیت در زمینهٔ مقاومت مشخصه وسایر پارامترهای مصالح و خاک، تقریب مدل‌سازی، تقریب در روش تحلیل، عدم کفایت داده‌ها ازجمله در زمینهٔ ویژگی‌های دینامیکی خاک ساختگاه، عدم انجام مطالعات تحلیل خطر ویژهٔ ساختگاه و سایر موارد و منابع عدم قطعیت یادآور اهمیت اعمال قضاوت مهندسی در نتیجه‌گیری نهایی خواهد بود.

در جدول خ-۱۵ که نسبت‌های ظرفیت به تقاضای ستون‌های واقع بر محور A-2 را ارایه می‌دهد، نسبت وصلهٔ آرماتور برای ستون کناری آن از یک کوچک‌تر و برابر با ۰/۸۲ محاسبه گردیده است که با رفع موضعی این نقیصه می‌توان به بهسازی پل پرداخت.

ارزیابی لرزه‌ای نسبت ظرفیت به تقاضا برای مقادیر بیشینه شتاب۰/۵g و ۰/۷۵g

طیف‌های حاصل از مقادیر متفاوت شتاب بیشینه حرکت زمین در تراز بستر سنگی در شکل خ-۲۵ نشان داده شده‌اند.



شکل خ-۱۸- طیف‌های مورد استفاده در تحلیل با مقادیر بیشینه شتاب ۰/۳۵ ، ۰/۵ و۰/۷۵ شتاب ثقل.

خلاصهٔ نتایج نسبت‌های ظرفیت به تقاضای ستون‌ها حاصل از تحلیل طیفی تقاضا با مقدار بیشینه شتاب ۰/۵ g

تحلیل طیفی تقاضا با بیشینه شتاب ۰/۵g براساس خواص مقاطع ترک‌خورده صورت گرفته است. مقادیر نسبت‌های ظرفیت به تقاضای ستون‌ها برای مجموعهٔ قاب‌های محورهای پل در جداول خ-۱۹ تا خ-۲۱ خلاصه گردیده‌اند.

جدول خ-۱۹- مقادیر نسبت‌های (C/D) برای ستون‌های مار بر محور A-1 (پایهٔ کناری) بر اساس تحلیل با خواص مقاطع ترک‌خورده و مقدار بیشینه شتاب ۰/ ۵۰g

Location			r_{ec}	r_{ef}	Case	r_{ca}	r_{cs}	r_{cc}	r_{cv}
پایه مار بر A-1	COL-1	بالای ستون	۰/۵۲	----	----	۱/۰	Not Applicable	۱/۴۵	۱/۵۵
		پای ستون	۰/۴۷	۰/۸۲	Case III	۱/۰	۰/۸۴	۱/۲۰	
	COL-2	بالای ستون	۰/۵۲	----	----	۱/۰	Not Applicable	۱/۴۵	۱/۹۰
		پای ستون	۰/۵۱	۰/۸۲	Case III	۱/۰	۰/۹۸	۱/۴۰	
	COL-3	بالای ستون	۰/۵۱	----	----	۱/۰	Not Applicable	۱/۴۵	۱/۸۸
		پای ستون	۰/۴۹	۰/۸۲	Case III	۱/۰	۰/۹۸	۱/۴۰	
	COL-4	بالای ستون	۰/۴۶	----	----	۱/۰	Not Applicable	۱/۲۸	۱/۴۳
		پای ستون	۰/۴۲	۰/۸۲	Case III	۱/۰	۰/۸۰	۱/۱۵	

جدول خ-۲۰- مقادیر نسبت‌های (C/D) برای ستون‌های مار بر محور A-1 (پایهٔ کناری) بر اساس تحلیل با خواص مقاطع ترک‌خورده و مقدار بیشینه شتاب ۰/۵۰g

Location			r_{ec}	r_{ef}	Case	r_{ca}	r_{cs}	r_{cc}	r_{cv}
پایه مار بر A-۲	COL-5	بالای ستون	۰/۳۰	----	----	۱/۰	Not Applicable	۰/۸۴	۱/۰۷
		پای ستون	۰/۲۹	۰/۶۴	Case III	۱/۰	۰/۵۸	۰/۸۳	
	COL-6	بالای ستون	۰/۳۵	----	----	۱/۰	Not Applicable	۰/۹۸	۱/۴۱
		پای ستون	۰/۳۴	۰/۶۴	Case III	۱/۰	۰/۶۸	۰/۹۷	
	COL-7	بالای ستون	۰/۳۶	----	----	۱/۰	Not Applicable	۱/۰۰	۱/۴۶
		پای ستون	۰/۳۵	۰/۶۴	Case III	۱/۰	۰/۷۰	۱/۰۰	
	COL-8	بالای ستون	۰/۳۶	----	----	۱/۰	Not Applicable	۱/۰۰	۱/۳۶
		پای ستون	۰/۳۴	۰/۶۴	Case III	۱/۰	۰/۶۸	۰/۹۷	

جدول خ-۲۱- نسبت‌های (C/D) برای قاب محور P-3 (پایهٔ میانی) بر اساس تحلیل با مقطع ترک‌خورده و بیشینه شتاب g ۰/۵۰

Location			r_{ec}	r_{ef}	Case	r_{ca}	r_{cs}	r_{cc}	r_{cv}
پایه مار بر P-3	COL-17	بالای ستون	۰/۶۹	----	----	۱/۰	Not Applicable	۱/۹۳	۱/۵۱
		پای ستون	۰/۵۳	۰/۸۸	Case III	۱/۰	۰/۷۸	۱/۱۲	
	COL-18	بالای ستون	۰/۵۱	----	----	۱/۰	Not Applicable	۱/۴۲	۱/۷۲
		پای ستون	۰/۴۸	۰/۸۸	Case III	۱/۰	۰/۸۶	۱/۲۳	
	COL-19	بالای ستون	۰/۴۹	----	----	۱/۰	Not Applicable	۱/۳۷	۱/۶۶
		پای ستون	۰/۴۵	۰/۸۸	Case III	۱/۰	۰/۸۴	۱/۲۰	
	COL-20	بالای ستون	۰/۶۰	----	----	۱/۰	Not Applicable	۱/۶۸	۱/۳۰
		پای ستون	۰/۴۶	۰/۸۸	Case III	۱/۰	۰/۷۴	۱/۰۶	

قاب‌های نشان داده شده به عنوان بحرانی‌ترین قاب‌ها انتخاب و نتایج برای آنها استخراج شده است. ملاحظه می‌گردد که تراز کلی نسبت‌های ظرفیت به تقاضا به‌میزان قابل ملاحظه‌ای کاهش یافته است که بر افزایش قابل ملاحظهٔ تقاضای ستون‌های سازه دلالت دارد. در این حالت نیز تمامی ستون‌ها در حالت III(پیوست ت) قرار دارند که نشان می‌دهد شالوده‌ها باتوجه به مشخصات ستون‌ها در حیطه رفتار الاستیک باقی می‌مانند و مفاصل پلاستیک در ستون‌ها تشکیل می‌گردد. با بررسی نسبت‌های ظرفیت به تقاضای محاسبه شده، مشاهده می‌گردد که نسبت‌های ظرفیت به تقاضای وصله‌های آرماتورهای طولی برای اکثر ستون‌ها از مقدار مطلوبی برخوردار نمی‌باشد که نشانگر عدم مقاومت کافی وصله‌های ستون‌ها در حالت ملحوظ داشتن بیشینه شتاب برابر با ۰/۵g می‌باشد. این امر بویژه در مورد وصله ستون‌های قاب‌های محورهای P-3, A-2 بحرانی به‌نظر می‌رسد.

در مورد قاب A-2 نیز مشاهده می‌شود که نسبت ظرفیت به‌تقاضای مرتبط با آرماتورهای عرضی محصورکننده مقادیری کوچک‌تر از واحد را نشان می‌دهند. به‌عبارت دیگر، آرماتورهای عرضی تعبیه شده برای برخی از ستون‌ها قابلیت مکفی برای محصور نمودن آرماتورهای طولی و هسته بتنی را، تحت تأثیر زلزله با بیشینه شتاب g ۰/۵، به‌نحو مطلوب، دارا نمی‌باشند. این امر در حین تشکیل مفصل پلاستیک ستون‌ها حایز اهمیت ویژه خواهد بود.

در عین حال ملاحظه می‌شود که تحت اعمال بیشینه شتاب برابر با ۰/۵g در مورد ستون کناری قاب واقع بر محور A-2 نسبت ظرفیت به تقاضای نیروی برشی در حدود واحد می‌باشد که حاکی از آن‌است‌که احتمال تخریب سریع و ناگهانی ستون در

اثر شکست برشی به هنگام زلزله منتفی نخواهد بود. این نوع شکست ماهیتاً از گونه‌های بسیار نامطلوب خرابی پل‌ها به‌شمار می‌رود.

با توجه به نتایج حاصله و براساس قضاوت مهندسی، این پل در سطح خطر زلزله‌ای متناظر با بیشینه شتاب برابر با ۰/۵g در آستانهٔ فروریزش و ناپایداری ارزیابی می‌گردد.

خلاصهٔ نسبت‌های ظرفیت به تقاضای ستون‌ها و پی‌ها برای حالت۰/۷۵g

جدول خ-۲۲- نسبت‌های (C/D) برای قاب محور A-1 (پایهٔ کناری) بر اساس تحلیل با مقطع ترک‌خورده و بیشینه شتاب g ۰/۷۵

Location			r_{ec}	r_{ef}	Case	r_{ca}	r_{cs}	r_{cc}	r_{cv}
پایه مار بر A-1	COL-1	بالای ستون	۰/۳۵	----	----	۱/۰	Not Applicable	۰/۹۸	۱/۰۴
		پای ستون	۰/۳۱	۰/۵۴	Case III	۱/۰	۰/۵۶	۰/۸۰	
	COL-2	بالای ستون	۰/۳۵	----	----	۱/۰	Not Applicable	۰/۹۸	۱/۲۷
		پای ستون	۰/۳۴	۰/۵۴	Case III	۱/۰	۰/۶۸	۰/۹۷	
	COL-3	بالای ستون	۰/۳۴	----	----	۱/۰	Not Applicable	۰/۹۵	۱/۲۶
		پای ستون	۰/۳۳	۰/۵۴	Case III	۱/۰	۰/۶۶	۰/۹۵	
	COL-4	بالای ستون	۰/۳۰	----	----	۱/۰	Not Applicable	۰/۸۴	۰/۹۲
		پای ستون	۰/۲۸	۰/۵۴	Case III	۱/۰	۰/۵۴	۰/۷۷	

جدول خ-۲۳- نسبت‌های (C/D) برای قاب محور A-2 (پایهٔ کناری) بر اساس تحلیل با مقطع ترک‌خورده و بیشینه شتاب g ۷۵ /۰

Location			r_{ec}	r_{ef}	Case	r_{ca}	r_{cs}	r_{cc}	r_{cv}
پایه مار بر A-۲	COL-5	بالای ستون	۰/۲۰	----	----	۱/۰	Not Applicable	۰/۵۶	۰/۷۰
		پای ستون	۰/۱۹	۰/۴۳	Case III	۱/۰	۰/۳۸	۰/۵۴	
	COL-6	بالای ستون	۰/۲۳	----	----	۱/۰	Not Applicable	۰/۶۴	۰/۹۴
		پای ستون	۰/۲۳	۰/۴۳	Case III	۱/۰	۰/۴۶	۰/۶۶	
	COL-7	بالای ستون	۰/۲۴	----	----	۱/۰	Not Applicable	۰/۶۷	۰/۹۸
		پای ستون	۰/۲۴	۰/۴۳	Case III	۱/۰	۰/۴۸	۰/۶۸	
	COL-8	بالای ستون	۰/۲۴	----	----	۱/۰	Not Applicable	۰/۶۷	۰/۹۲
		پای ستون	۰/۲۳	۰/۴۳	Case III	۱/۰	۰/۴۶	۰/۶۶	

جدول خ-۲۴- نسبت‌های (C/D) برای قاب محور P-3 (پایهٔ میانی) بر اساس تحلیل با مقطع ترک‌خورده و بیشینه شتاب ۰/۷۵g

Location			r_{ec}	r_{ef}	Case	r_{ca}	r_{cs}	r_{cc}	r_{cv}
پایه مار بر P-3	COL-17	بالای ستون	۰/۴۶	----	----	۱/۰	Not Applicable	۱/۱۲	۱/۰۱
		پای ستون	۰/۳۵	۰/۵۸	Case III	۱/۰	۰/۵۲	۰/۷۴	
	COL-18	بالای ستون	۰/۳۴	----	----	۱/۰	Not Applicable	۰/۹۵	۱/۱۴
		پای ستون	۰/۳۲	۰/۵۸	Case III	۱/۰	۰/۵۸	۰/۸۳	
	COL-19	بالای ستون	۰/۳۳	----	----	۱/۰	Not Applicable	۰/۹۲	۱/۰۹
		پای ستون	۰/۳۰	۰/۵۸	Case III	۱/۰	۰/۵۶	۰/۸۰	
	COL-20	بالای ستون	۰/۴۰	----	----	۱/۰	Not Applicable	۱/۱۲	۰/۸۷
		بالای ستون	۰/۳۱	۰/۵۸	Case III	۱/۰	۰/۵۰	۰/۷۱	

به‌طوری‌که از جداول خلاصه نتایج قابل استنتاج است، در این حالت نسبت‌های ظرفیت به تقاضای مرتبط با لنگر خمشی، نیروی برشی و آرماتورهای محصور کنندهٔ عرضی (معرف شکل‌پذیری خمشی) در موارد متعددی کوچک‌تر از واحد محاسبه شده‌اند که حاکی از احتمال قابل ملاحظه بروز شکست و ناپایداری پایه‌ها در این سطح خطر زمین‌لرزه می‌باشد.

تحلیل استاتیکی غیرخطی بارافزون پایه به پایه

کلیات

ذیلاً مثال مورد مطالعه به روش تحلیل استاتیکی غیرخطی ظرفیت تغیرمکانی جانبی (تحلیل بارافزون پایه بـه پایـه) بـرای حالـت زلزله با مؤلفه مسلط عرضی مورد ارزیابی قرار داده می‌شود.

مدل‌سازی و تحلیل

مقدمه

در این روش تغییرات بار جانبی برحسب تغییرمکان از تحلیل استاتیکی غیرخطی بارافزون به‌دست می‌آید، بنابراین ابزار تحلیل باید قابلیت این نوع تحلیل را دارا باشد. در ارتباط با مثال حاضر، نرم افزار ANSYS به‌کار گرفته شده است.

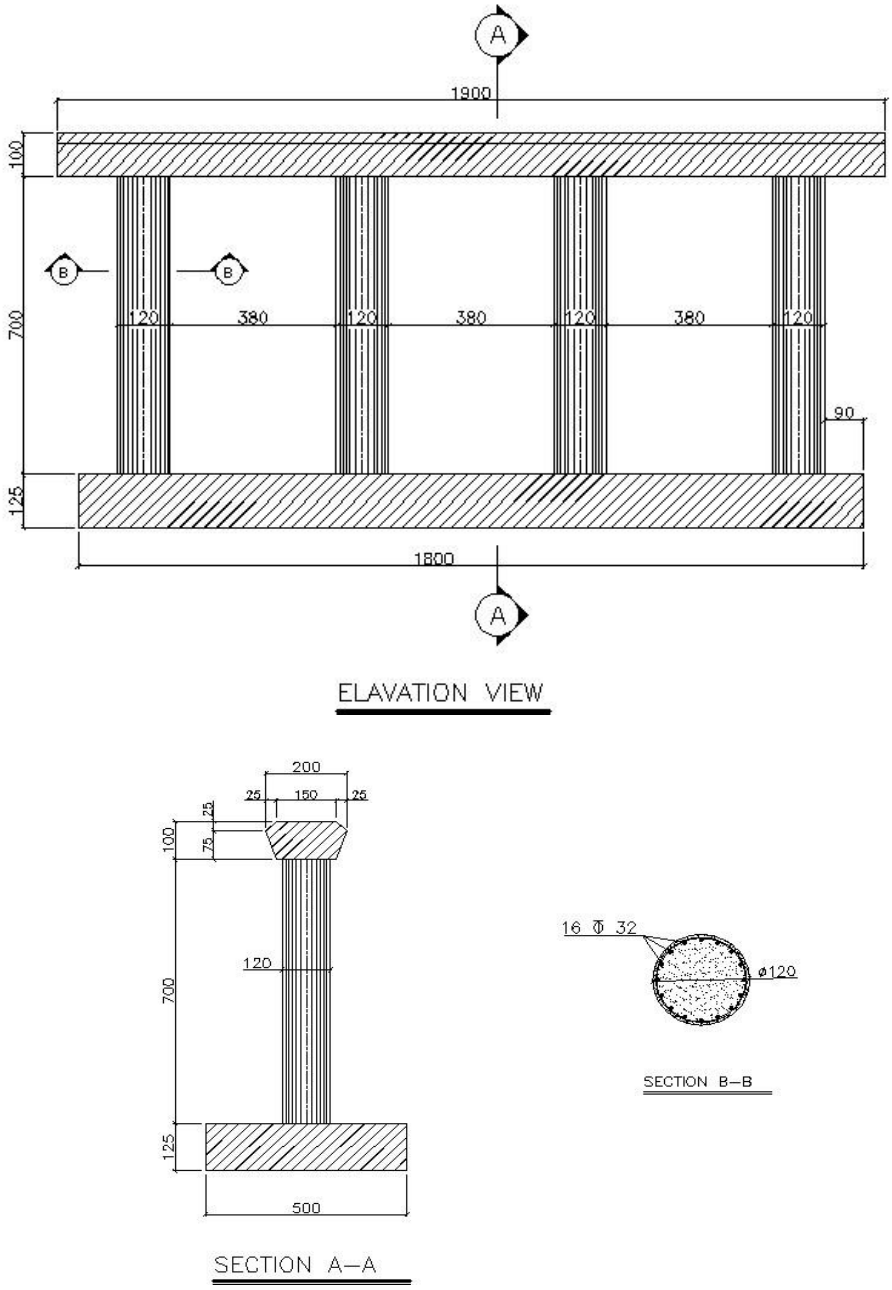
در مثال حاضر برای کاربرد روش تحلیل غیرخطـی استـاتیکی پایه به پـایه قـاب عرضی مـار بر محور P-3 (شکل خ -۱۴) بـه عنوان نمونه انتخاب شده است که متشکل از ۴ ستون و تیر سرستون می‌باشد.

مدل‌سازی هندسهٔ سازه

با توجه به آنکه پل در پلان در قوس می‌باشد، این پایه دارای شیب عرضی می‌باشد. درنتیجه ستون‌هـای ایـن پایـه دارای ارتفـاع یکسان نمی‌باشند و تفاوت ارتفاع مرتفع‌ترین ستون با کوتاهترین ستون پایه حدود ۵۰۰ میلیمتر می‌باشد به این معنی که مرتفع‌تـرین پایه و کوتاهترین پایه با ارتفاع متوسط پایه‌ها حدود ۳/۵٪ تفاوت ارتفاع دارند. در مثال حاضر از اثر ایـن شـیب عرضـی نسـبتاً نـاچیز صرفنظر گردیده است و قاب عرضی با فرض پایه‌های دارای ارتفاع یکسان مدلسازی و تحلیل شده است.

برای در نظر گرفتن اثر شالوده در رفتار کلی قاب، پی نیز به همراه ستون‌ها و سرستون مدل‌سازی شده است. برای درنظر گـرفتن اثر اندرکنش خاک- شالوده و سازه پایه، می‌توان خاک زیر شالوده را نیز به‌نحو واقعگرایانه‌ای مدل‌سازی نمود. در مثال حاضر با توجه به‌عدم قطعیت ناشی از کمبود اطلاعات موجود، مدل‌سازی تفصیلی خاک توجیه پذیر نمی‌باشد؛ لذا خاک زیر شالوده در دو حـالت بـا بهره‌گیری از فنرهـای الاستیک نمایشگر بستر ارتجاعی و همچنین تعریف قیود چرخشی و انتقالی مدل‌سازی گردیده است.

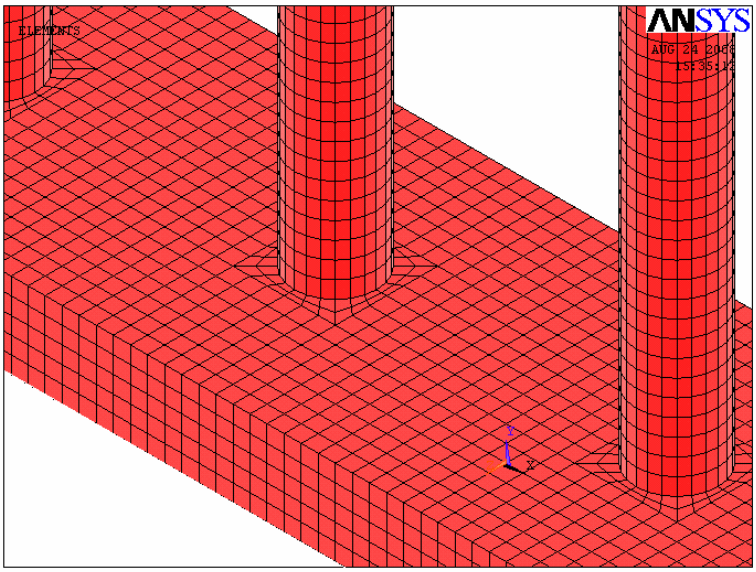
در شکل خ-۱۹ ابعاد پایهٔ P-3 به همراه مشخصات آرماتورگذاری ستون‌های آن آورده شده است.



شکل خ-۱۹- مشخصات پایهٔ P-3 (ابعاد به سانتی‌متر)[۵]

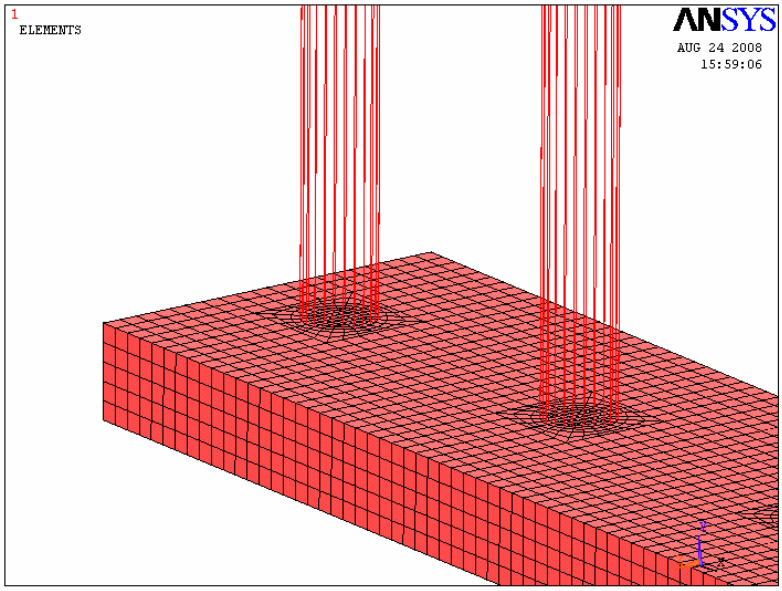
برای افزایش دقت در شبکه‌بندی مدل اجزای محدود تفصیلی پایهٔ مورد مطالعه، علیرغم دشواری‌های مدل‌سازی، در فصل مشترک گره‌های ستون با مقطع دایروی شکل و شالوده و همچنین سرستون، گره‌های مشترک به‌طور مستقیم تعریف گردیده‌اند و از همساز کردن گره‌های با مختصات هندسی متفاوت پرهیز شده‌است.

شکل خ-۲۰ شبکه‌بندی اجزای محدود مدل تفصیلی را در ناحیهٔ اتصال ستون دایره‌ای به شالوده نواری نشان می‌دهد.



شکل خ-۲۰- جزییات شبکه‌بندی مدل اجزای محدود تحلیل غیر خطّی در ناحیهٔ اتصال ستون به پی

باید براین نکته تـأکید ورزید که دقت محـاسبات به میزان قابل ملاحظه‌ای به توانمندی ابـزار تحلیل در ارایه مـدل واقعگرایانـه و روش‌شناسی تحلیل داشته و لازم‌است مهندس دست‌اندرکار مطالعات ریشه‌های عدم قطعیت در ارزیابی نتایج را مورد توجه و قضاوت مهندسی قرار دهد. برای مدل‌سازی آرماتورهای طولی ستون‌ها از اجزای محدود نوع پیوند (LINK) بهره‌گیری شـده اسـت ولـی در مدل‌سازی سایر آرماتورهای موجود از قبیل آرماتورهای عرضی ستون‌ها و آرماتورهای شالوده و سرستون از قابلیـت ابـزار تحلیـل بـه شیوهٔ تخصیص آرماتور به صورت توزیع حجمی برای اعضای بتن آرمه استفاده گردیده است. شکل خ-۲۱ نشانگر نحوهٔ مـدل‌سـازی آرماتورهای طولی ستون‌ها می‌باشد.



شکل خ-۲۱- مدل‌سازی آرماتورهای طولی ستون‌ها به کمک اجزای محدود پیوند (link).

داده‌های ورودی مرتبط با مشخصات مصالح

چنانکه ذکر شد، تمامی اعضای پایه شامل ستون‌ها، شالوده و سرستون با مجموعه‌ای از اجزای محدود جامد توپر مدل‌سازی شده‌اند. جدول خ-۲۵ مشخصات مصالح منظور شده در تحلیل را که با مشخصات مفروض در مطالعات ارزیابی به روش نسبت ظرفیت به تقاضای اعضا و اجزای پل سازگار می‌باشد، نشان می‌دهد.

جدول خ-۲۵- مشخصات مصالح بتنی برای اجزای محدود جامد

مقاومت فشاری بتن	f'_c = ۲۵۰ Kg/cm^2
مقاومت کششی بتن	f_t = ۲۵ Kg/cm^2
مدول الاستیسیته بتن	E_c =۲۳۸۷۵۲ Kg/cm^2
ضریب پواسون بتن	υ =۰/۲۰
ضریب انتقال برش برای ترک باز	Cs = ۰/٤

برای میلگردها رفتار همگن دو خطی شامل بخش الاستیک و متعاقباً بخش الاستوپلاستیک با سخت‌شدگی کرنشی به‌صورت نشان داده شده در شکل خ-۲۲ فرض گردیده است.

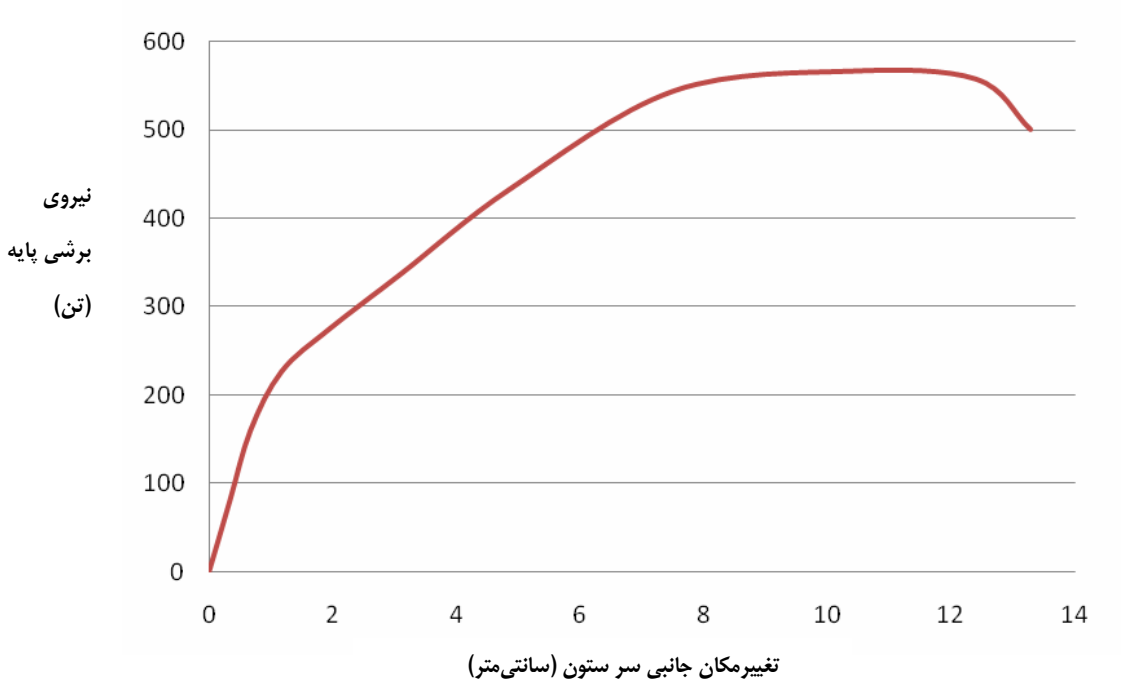
به‌طوریکه ملاحظه می‌شود، مدول الاستیسیتهٔ اولیهٔ فولاد ۲/۱×۱۰^۶ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع و نیز مدول الاستیسیتهٔ ناحیه الاستوپلاستیک پس از تسلیم معادل ۳٪ مدول الاستیسیته اولیه (معادل ۶۳۰۰۰ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع) فرض گردیده است. تنش تسلیم میلگردها برابر با ۴۰۰۰ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع درنظر گرفته شده است.

شکل خ-۲۲- نمودار تنش-کرنش مصالح فولادی

بارگذاری و تحلیل مدل

بار ثقلی ناشی از وزن مردهٔ سازه عرشه، روسازی، قطعات پیش‌ساخته پیاده‌رو، نرده‌های حفاظ، تأسیسات مستقر بر پل و بالاخره سرستون و ستون‌ها و همچنین نیمی از بار زنده گسترده متناظر با دهانهٔ مؤثر پایه موردنظر بدواً اعمال شده و متعاقباً بار جانبی افزایش یابنده به صورت تک‌آهنگ در تراز سرستون اعمال گردیده‌است. میزان بار جانبی در هر گام تا نیل به بار حدی افزایش داده می‌شود.

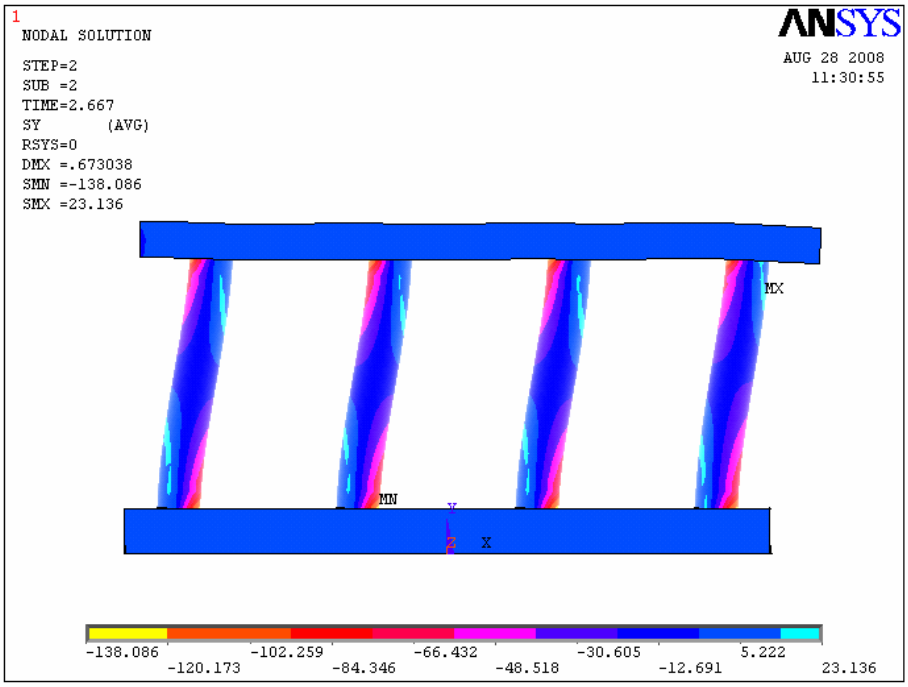
پس از اتمام تحلیل می‌توان تنش‌ها، کرنش‌ها و تغییرمکان‌های ایجاد شده در قاب را مورد بررسی و تجزیه و تحلیل قرار داد. با استخراج نتایج، منحنی تغییرات بار جانبی برحسب تغییرمکان جانبی سرستون به صورت نشان داده شده در شکل خ-۲۳ حاصل گردیده است.



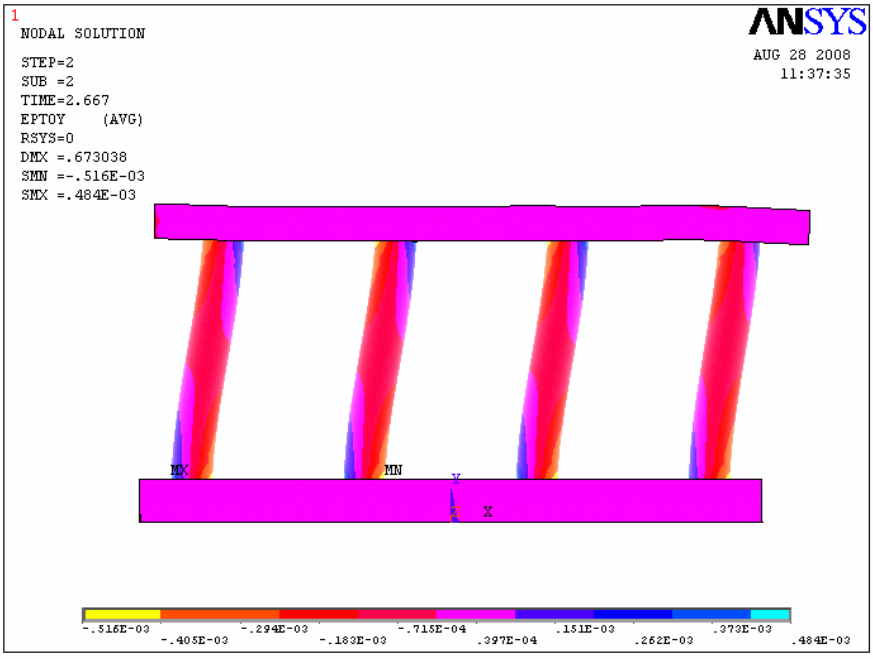
شکل خ-۲۳- منحنی تغییرات برش پایه- تغییرمکان جانبی برای پایهٔ P-3

ملاحظه می‌گردد که منحنی رفتاری حاصله تا مرحله زوال مقاومت شامل سه ناحیه تقریباً خطی می‌باشد. ناحیه اول که ناحیهٔ خطی از دیدگاه رفتار مصالح و آثار هندسی می‌باشد سازه در حیطه رژیم الاستیک در برابر بار جانبی تحت کنترل تغییرمکان مقاومت می‌نماید. ناحیه خطی دوم که سختی کوچک‌تری در مقایسه با بخش اول نشان می‌دهد، حاکی از بروز پلاستیسیته و تشکیل مفاصل پی در پی در دو انتهای ستون‌ها تا تشکیل مکانیسم می‌باشد که آثار موسوم به $P\Delta$ نیز به صورت فزاینده در آن تأثیر گذار است. در ناحیهٔ سوم که منحنی صورت تقریباً افقی به‌خود گرفته است، آثار دوران پلاستیک در مکانیسم تشکیل‌شده بدون زوال مقاومت مشاهده می‌شود. با افزایش دوران در مفاصل و مسلط گردیدن اثر $P\Delta$، ناپایداری با کاهش مقاومت ضمن افزایش تغییرمکان مشاهده می‌گردد.

بررسی نتایج عددی تحلیل نیز حاکی از عملکرد تشریح شده در فوق می‌باشد.

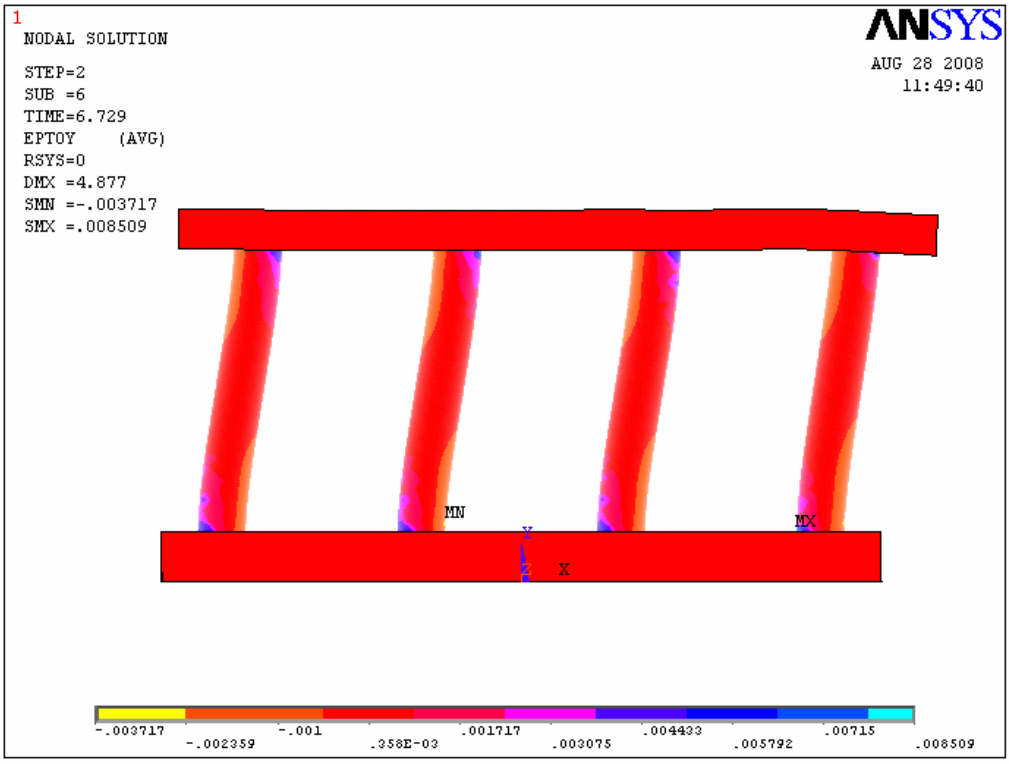


شکل خ-۲۴- نمایش ترسیمی کانتورهای تنش‌های گرهی در راستای قائم (y) در حیطهٔ رفتار خطی پایه



شکل خ-۲۵- نمایش ترسیمی کانتورهای کرنش‌های گرهی در راستای قائم (y) درحیطهٔ رفتار خطی پایه

در ناحیهٔ خطی دوم منحنی که ناحیهٔ تشکیل مفاصل پلاستیک متوالی می‌باشد، نتایج عددی نشان دهندهٔ ایجاد کرنش‌هایی به میزان فراتر از کرنش حدّی مفروض ۵×۱۰^{-۳} می‌باشند که بیانگر بروز خردشدگی در بتن به دنبال تشکیل و دوران قابل ملاحظه مفاصل پلاستیک می‌باشد (شکل خ-۲۶).



شکل خ-۲۶- کرنش‌های گرهی در راستای قائم (y) در قسمت تشکیل مفصل پلاستیک

به‌طوری‌که مشاهده می‌شود، تمامی مفاصل پلاستیک در ستون‌ها مقدم بر سرستون و شالوده تشکیل گردیده که از دیدگاه رفتاری در صورت تأمین شکل‌پذیری مکفی در ستون‌ها امری مطلوب تلقی می‌شود.

محاسبه ظرفیت نهایی خمشی (اسمی) ستون:

$A_s = ۱۲\Phi ۲۵ = ۵۸/۹ cm^۲$ در بالا و پایین

$d = ۱۰۰ - ۵ = ۹۵ cm \quad b \cong ۱۷۵ cm$

$f'_c = ۲۴۰ Kg/cm^۲ \quad f_y = ۴۰۰۰ Kg/cm^۲$

$$a = \frac{A_s . f_y}{۰/۸۵ f'_c . b} = ۶/۶۰ cm$$

$$M_r = A_s . f_y . (d - \frac{a}{۲}) = ۲۱۶ t.m$$

محاسبه ظرفیت نهایی برشی (اسمی) ستون :

$$V_c = ۰/۵۳\sqrt{f_c}.b_w.d = ۰/۵۳\sqrt{۲۴۰} \times ۱۷۰ \times ۹۳ = ۱۲۹/۸t$$

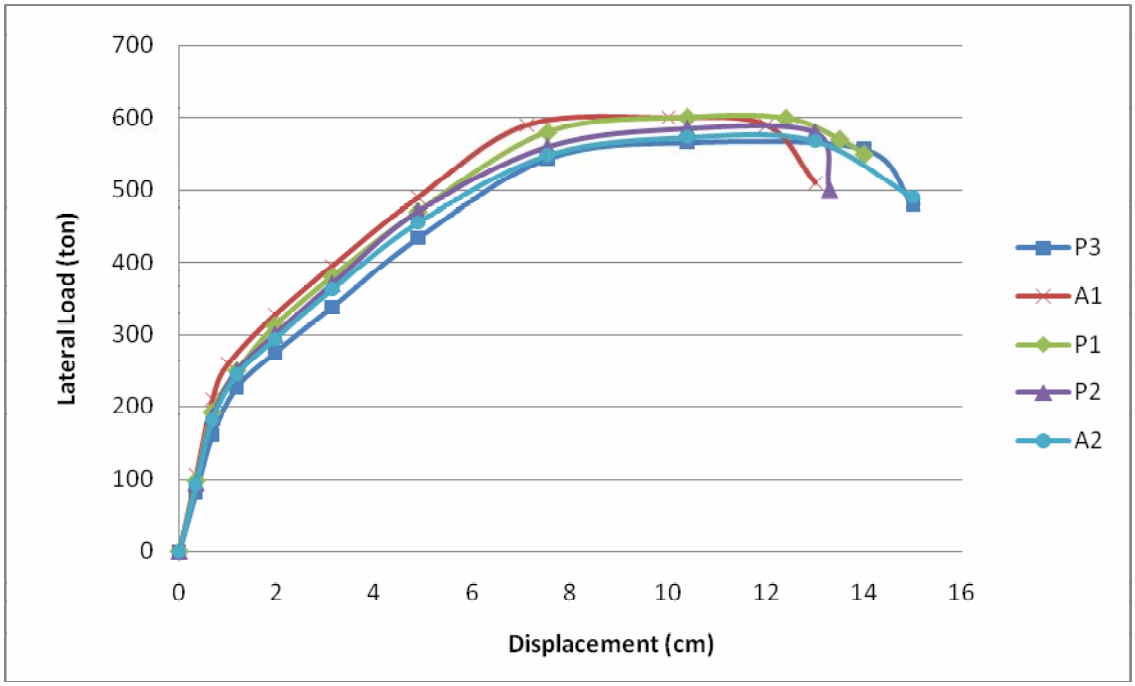
$$A_v = ۶\Phi ۱۲@۱۵ \qquad V_s = \frac{A_v.f_y.d}{s} = ۱۶۸/۳t$$

ظرفیت نیروی برشی نهایی ستون با توجه به تأمین شش ساق در تنگ‌های ستون‌ها به‌میزان زیر محاسبه می‌گردد:

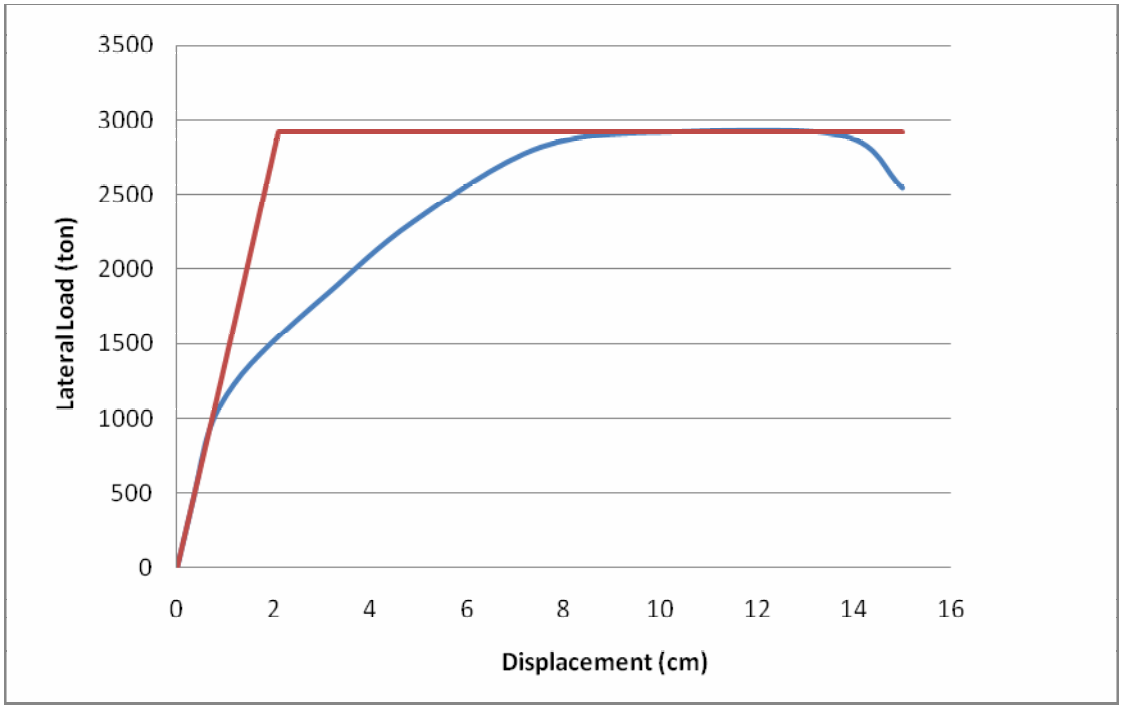
$$V_r = (۱۲۹/۸ + ۱۶۸/۳) = ۲۹۸/۱\ t$$

ارزیابی پل به روش مقاومت جانبی

در شکل خ-۲۷ نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی بارافزون پایه به پایه برای تمامی پایه‌های پل تحت کنترل تغییرمکان ارایه گردیده است. با توجه به اینکه پایه‌ها در سختی و مقاومت جانبی کل پل سهیم هستند و با توجه به انتظام هندسی نسبی پل می‌توان از حاصل‌جمع مقادیر نیروی جانبی هر یک از منحنی‌ها در تغییرمکان خاص، منحنی بار جانبی- تغییرمکان کل پل را به تقریب به‌دست آورد.



شکل خ-۲۷-منحنی‌های تغییرات بارجانبی برحسب تغییرمکان جانبی برای تمامی پایه‌های پل (پایه‌های متشکل از ستون‌ها و سر ستون)



شکل خ-۲۸- منحنی تغییرات بارجانبی کل (برش پایه) برحسب تغییرمکان وا داشته برای مجموعهٔ پایه‌های پل

حال، طیف ظرفیت سازه را بر اساس مقاومت معادل الاستیک سازه محاسبه می‌نماییم. مقاومت الاستیک سازه، V_E ، برابر خواهد بود با $V_E = R \cdot V_f$.

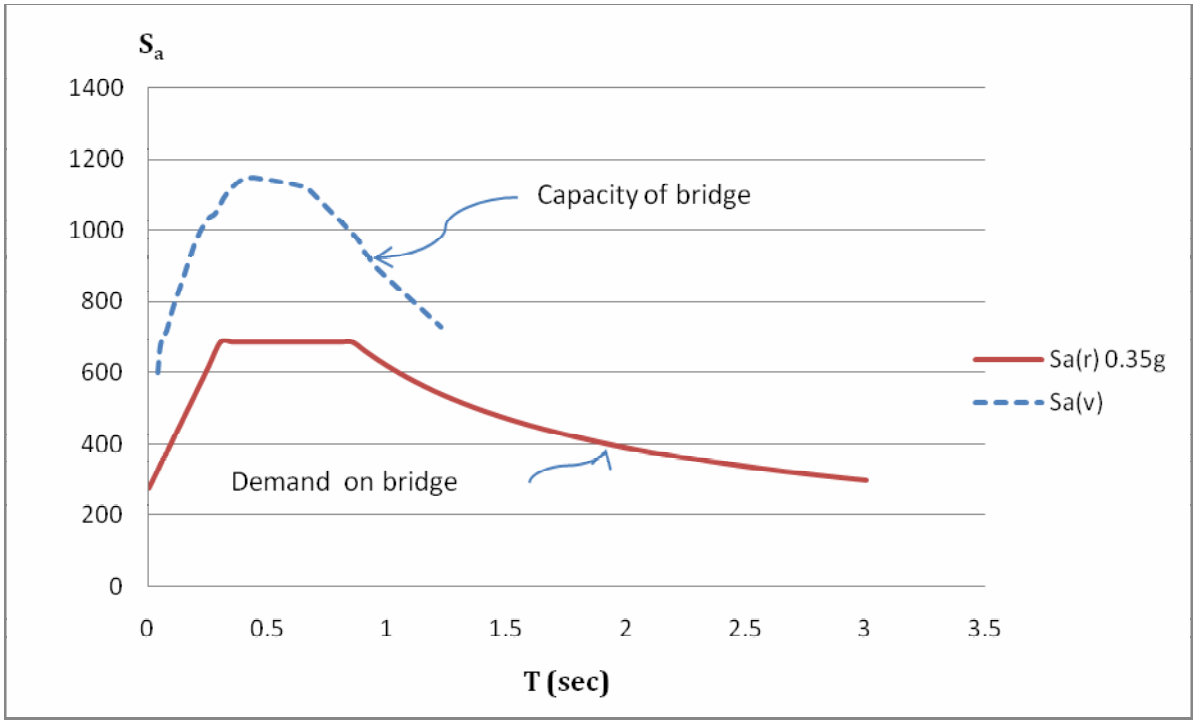
که در آن مقاومت پلاستیک سازه (V_f) از نتایج منحنی شکل خ-۲۷ به‌دست می‌آید. ضریب R نشان دهندهٔ نسبت شکل‌پذیری پایه و برابر است با $\mu = \frac{\Delta u}{\Delta y}$ که در آن Δu نمایشگر تغییرمکان جانبی نهایی و Δy نشان دهندهٔ تغییرمکان متناظر با مرحله آغازین جاری‌شدن می‌باشد که از منحنی‌های رفتار پایه‌ها قابل استخراج است.

با استفاده از فرایند تبدیل تغییرمکان استاتیکی به تغییرمکان طیفی (S_d) می‌توان منحنی شتاب طیفی (S_a) را برحسب پریود سازه ترسیم نمود [۱۱].

$$S_a = (\frac{۲\pi}{T})^۲ S_d \qquad (خ-۲۰)$$

که در آن S_a شتاب طیفی و S_d تغییرمکان طیفی می‌باشند. شتاب طیفی از تقسیم نیروی جانبی طیفی بر جرم سازه به‌دست می‌آید.

طیف ظرفیت الاستیک سازه و همچنین طیف تقاضای زلزله برای زلزلهٔ طراحی، با دورهٔ بازگشت ۴۷۵ سال در شکل خ-۲۸ نشان داده شده است.



شکل خ-۲۹- منحنی‌های ظرفیت و تقاضای طیفی

با استفاده از رابطهٔ خ-۲۰ نسبت شتاب طیفی ظرفیت به شتاب طیفی تقاضا، متناظر با پریود اصلی سازه قابل محاسبه خواهد بود.

پریود اصلی سازه برابر است با :

$$T = ۲\pi\sqrt{\frac{m}{k}}$$

$$m = ۳/۴۱۹ \quad , \quad K = ۱۳۸۷ \text{ ton/cm}$$

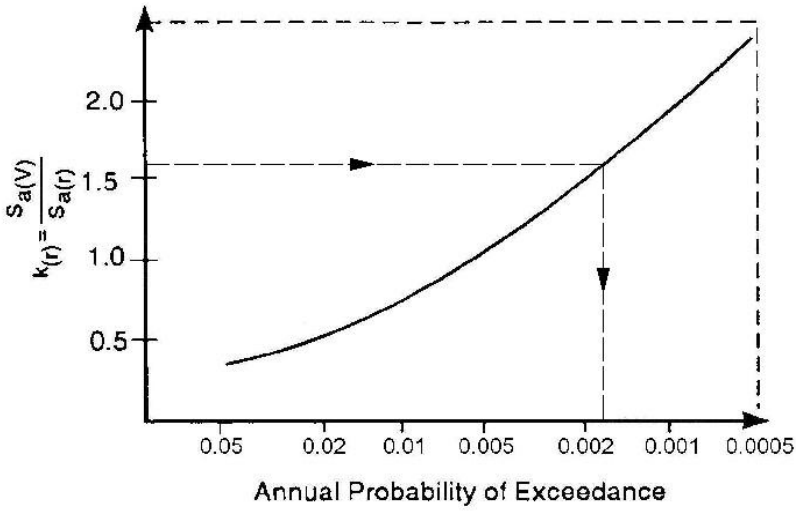
$$T = ۲\times ۳/۱۴۱۵ \times \sqrt{\frac{m}{k}} = ۰/۳۱۱۹۴ \text{ sec}$$

با قرائت شتاب‌های طیفی ظرفیت و تقاضا از روی منحنی شکل خ-۲۸ خواهیم داشت:

$$k_{(r)} = \frac{S_{a(V)}}{S_{a(r)}} = \frac{۱۰۹۵ / ۲}{۶۸۶ / ۴۲} = ۱/۵۹$$

مقدار حاصل برای این نسبت نشان می‌دهد سازهٔ پل قادر به تحمل آثار ناشی از مؤلفه عرضی زلزله در سطح خطر مزبور می‌باشد. با استفاده از منحنی خ-۲۹، می‌توان دوره بازگشت زلزله با بیشینه شتاب مورد اشاره را که انتظار می‌رود سازه در مقابل آن بدون بروز ناپایداری و فروریزش مقاومت نماید، به‌دست آورد.

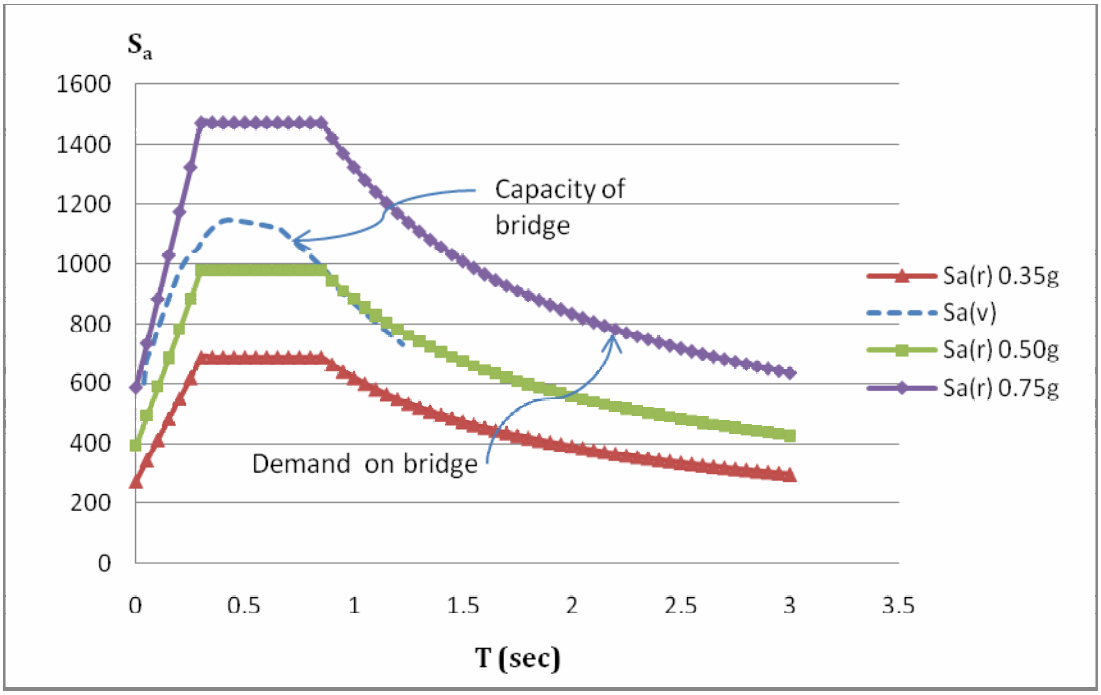
با مفروض بودن $k(r) = ۱/۵۹$ و استفاده از منحنی خ-۳۰، مشاهده می‌گردد که احتمال سالانه وقوع زلزله با بیشینه شتاب متجاوز بر شتاب مبنای منظور شده در فوق حدود ۰/۰۰۱۸ می‌باشد. دورهٔ بازگشت زلزله با احتمال تجاوز سالانهٔ P برابر است با $\frac{1}{P}$. از اینرو زلزله‌ای که قادر خواهد بود در منطقه‌ای با بیشینه شتاب g۰/۳۵ پل مورد نظر را به آستانه فروریزی برساند، دارای احتمال تجاوز سالانهٔ ۰/۰۰۱۸ و دوره بازگشت ۵۵۵ سال می‌باشد.



شکل خ-۳۰ – احتمال سالانهٔ وقوع زمین لرزه متجاوز بر زلزله با مشخصهٔ طیفی تقاضای معلوم [10]

ارزیابی لرزه‌ای پل برای مقادیر بیشینه شتاب g۰/۵۰و g ۰/۷۵

شکل خ-۳۱ منحنی‌های ظرفیت سازه و تقاضای وارد بر سازه را برای مقادیر بیشینه شتاب بستر در ۳ مقدار حداکثر g۳۵ /۰ و g۰/۵۰وg۰/۷۵ نشان می‌دهد و می‌توان در چارچوب روش مقاومت جانبی به شرح مندرج در راهنما، از این طریق ظرفیت سازه را با پریود ارتعاش معلوم در مقابل تقاضای ناشی از اعمال زلزلهٔ وارده مقایسه نمود.



شکل خ-۳۱- نمودارهای طیف ظرفیت و تقاضا برای حالت‌های ۰/۳۵g و ۰/۷۵g و ۰/۵۰g

ملاحظه می‌شود که تحت تأثیر زمین لرزه‌هایی با بیشینه شتاب‌های ۰/۳۵ g طیف ظرفیت سازه به مقدار قابل ملاحظه‌ای برای تمام مقادیر پریود سازه از طیف تقاضا مقادیر افزون‌تری برای شتاب طیفی ارایه می‌نماید و براساس این روش می‌توان استنتاج نمود که پایداری سازه برقرار بوده و ملزومات عملکردی نیز در این سطح خطر ارضا می‌گردند.

در حالت اعمال زمین‌لرزه با بیشینه شتاب ۰/۵ g، برای مقادیر پریودهای کوتاه و متوسط، مقادیر طیف ظرفیت به میزان نسبتاً اندکی افزون‌تر و برای پریودهای طویل‌تر، تقریباً بر یکدیگر منطبق‌اند. با توجه به تمامی موارد و منابع عدم قطعیت مؤثر، در اینجا احتمال نقض ملزومات عملکردی را می‌توان قابل ملاحظه دانست و در عین حال، در پایداری سازه تحت تأثیر زمین‌لرزه با میزان شتاب مبنای اخیرالذکر، می‌توان تردید داشت.

تحت تأثیر زلزله با شتاب مبنای ۰/۷۵ g طیف تقاضا از طیف پایه افزون‌تر بوده و احتمال بروز ناپایداری و فروریزش و به طریق اولی نقض ملزومات عملکردی قابل ملاحظه است. با اینهمه لازم است توجه نمود که احتمال وقوع چنین زمین‌لرزه‌ای در ساختگاه پل بسیار اندک ارزیابی می‌گردد.

یادآوری این نکته ضروری به‌نظر می‌رسد که در مثال محاسباتی فوق، آثاری از قبیل اضمحلال مصالح، نارسائیهای محتمل ناشی از کیفیت و شیوهٔ ساخت، نگهداری و بهره‌برداری ملحوظ نگردیده‌اند. این آثار در مقام خود می‌توانند حائز اهمیت تعیین‌کننده‌ای باشند و لازم‌است به‌روش‌های مطالعاتی میدانی، آزمایش‌ها و سونداژهای شناسائی و بررسی‌های احتمال‌اندیشانهٔ مبتنی بر دیدگاه علمی، همراه با قضاوت مهندسی مورد تجزی و تحلیل قرار داده شوند.

فهرست مراجع پیوست خ

۱- راهنمای بهسازی لرزه‌ای پل‌ها؛ نشریه شماره ۵۱۷، دفتر نظام فنی اجرایی معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی، ۱۳۸۸ و مجموعهٔ مراجع آن، پیوست‌ها و مجموعه مدارک فنی پشتیبان طرح.

۲- مالک، شاهرخ؛ ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای پل‌های گسترهٔ شهری تهران، گزارش طرح تحقیقات ملی، شورای پژوهش‌های علمی کشور، پژوهشکدهٔ سوانح طبیعی، ۸۰-۱۳۷۶، (در ۷ مجلد).

۳- مالک، شاهرخ و همکاران: مجموعه پایان نامه‌های دوره‌های تحصیلات تکمیلی در زمینهٔ ارزیابی آسیب پذیری و بهسازی لرزه‌ای پل‌ها که زیر نظر و به‌راهنمایی مجری طرح تکمیل گردیده‌اند و مجموعهٔ مقالات منتج از آنان.

۴- مالک، شاهرخ و همکاران: مجموعهٔ رهنمودهای مشاور عالی طرح ارزیابی آسیب پذیری و بهسازی لرزه‌ای پل‌های گستره شهری تهران، سازمان مشاور فنی و مهندسی شهر تهران، پژوهشکده سوانح طبیعی، ۸۹-۱۳۸۱ (در ۳۸ مجلد) و مجموعه گزارش‌های ارزیابی کیفی، کمّی اولیه و کمّی تفصیلیِ آسیب پذیری لرزه‌ایِ پل‌های واقع در ۱۱۰ تقاطع شهر تهران، سازمان مشاور فنی و مهندسی شهر تهران، مهندسان مشاور همکار طرح، ۸۹-۱۳۸۱، (در ۲۲۰ مجلد).

۵- نقشه‌ها و مدارک فنی پل نمونه؛ سازمان مشاور فنی و مهندسی شهر تهران، مهندسان مشاور هگزا، ۱۳۷۴.

6- GUMBA®.GMBH.POB.D8011 VATERSTETTEN.GERMANY, Manufacturer of Rubber Bearings, “Products Catalogue” 1998.

۷ – مالک، شاهرخ و همکاران؛ مسیرهای حیاتی گستره شهری تهران و نقشهٔ رقومی شده جانمایی پل‌ها در ارتباط با پهنه بندی خطر زمین لرزه – گسلش در گستره تهران، ویرایش اول: ۱۳۷۸، ویرایش دوم: ۱۳۸۲.

۸- بربریان، م.؛ قریشی، م.؛ ارژنگ‌روش، ب. و مهاجر اشجعی، ا.؛ پژوهش و بررسی ژرف نوزمین ساخت، لرزه‌زمین ساخت و خطر زمین‌لرزه ـ گسلش در گسترهٔ تهران و پیرامون، سازمان زمین شناسی کشور، ۱۳۷۱.

۹ – مطالعات ریز پهنه‌بندی لرزه‌ای تهران بزرگ، گزارش نهایی، سازمان همکاری‌های بین‌المللی ژاپن(جایکا) ۱۳۷۹.

۱۰ –غفوری آشتیانی، م. و همکاران، کاهش خطرپذیری لرزه‌ای شهر تهران، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، ۱۳۷۸.

7- Seismic Evaluation and Retrofit of Reinforced Concrete Buildings, Applied Technilogy Council, Redwood city, California, ATC40, Report No: SSC 96-01, Novomber 1996.

۱۱ – کتب راهنمای استفاده کننده و کتب مرجع مفاهیم نظری برنامه‌های تحلیل اجزای محدود SAP۲۰۰۰ ، SAFE و ANSYS.

فهرست مراجع اصلی

الف) فهرست مراجع اصلی در زمینه طراحی لرزه‌ای پل

1- FHWA, *Seismic Bridge Design Applications,* Report No. FHWA SA-97-017, Prepared by: a committee of contributors, 1996.

2- CALTERANS, *Seismic Design Criteria*, Ver.1.3, Prepared by: a committee of contributors.

3- Missouri Department of Transportation, *Bridge Design Manual (section 6.1),* 2002.

4- SCDOT, *Seismic Design Specifications for Highway Bridge*, 2002.

5- H. Hiraishi and H. Yamanouchi, *Outline and Concept of new Japanese Seismic Code*, 1998.

6- The Canadian Highway Bridge Design Code, *Seismic design Provisions,*1998.

7- TRANSIT-New Zealand, *Earthquake Resistant Design (Selection*s), 2004.

8- ATC/MCEER, *Comprehensive Specification for the Seismic Design of Bridges*, Report No. NCHRP 472, 2002.

9- Public Work Research Institute of Japan, *Revised Design Specification for Highway Bridges in Japan and Design Earthquake Motions*, by: K. Tamure, 2002.

10- Tokyo Institute of Technology, *Seismic Design of Bridges*, 2005.

11- FHWA/MCEER, *Highway Bridge Seismic Design:(summery) on Seismic Vulnerability of New Highway Construction*, 1998.

12- AASHTO, Bridge Design Specification Div.I.A, AASHTO, 1992, 1995, 2002.

13- AASHTO, Bridge Design Specification (LRFD)-(Section 3.10), AASHTO, 2004.

14- NISEE, Strength Reduction Factors in Performance Based Design, University of California at Berkeley, by: E.Miranda, 1997.

15- ATC-18, Applied Technology Council, 2003.

16- The Japanese Society of Civil Engineers, *Earthquake Resistant Design for Civil Engineering Structures in Japan*, 1992.

17- British Columbia Ministry of Transportation, *Manual of bridge Standards and Procedures, Supplement to S6-00, section 4*.

18- Washington State Transportation Center, *Evaluation of Displacement-Based Metods and Computer Software for Seismic Analysis of Highway Bridges*, by: M.Symans. et.al., Report No. T1804, Task 7, 2003.

ب) فهرست مراجع اصلی در زمینه ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای، بهسازی، مقاوم‌سازی و ایمن‌سازی لرزه‌ای پل‌ها

1- British Columbia Ministry of Transportation, *Seismic Retrofit Design Criteria*, 2005.

2- FHWA, *Seismic Retrofit Manual for Highway Bridges*, Report No. FHWA RD-94-052, 1995.

3- New York Deportment of Transportation, *Seismic Retrofit of Steel Bridges*, by: A. H. Malik, 1997.

4- MCEER/NCREE, *A Seismic Retrofitting Manual for Highway Bridges (Notes on manual to be published by FHWA in 1995)*, by: I. Buckle et.al., 1994.

5- TRB, *Enhancing Seismic Design Criteria for our Nation's Vulnerable Bridges*, by: A.M. Ilani and A. H. Malik, 1998.

6- S.T.Tong, et.al., *Seismic Retrofit of California Bridges*, 1995.

7- MCEER, *Seismic Vulnerability of Existing Highway Bridges*, Project No.106, 2002.

8- EERI, *Highway Bridges, History of Freeway Bridge Design, Construction and Retrofit*, Earthquake Spectra,Vol. 11, 1995.

9- EERI, *Highway Bridges- Bridge Reconstruction* , Earthquake Spectra,vol. 11, 1995.

10- FIB, *Structural Solutions for Bridge Seismic Design & Retrofit* -a state of the art, Part II: Current Design Practice, Part III: Current Developments, 2005.

11- Washington State Department of Transportation, *Bridge Rehabilitation Projects*, Bridge Design Manual, Section 19, M23-50.

12- MCEER, *Seismic Retrofitting Manual for Highway Structures*, Report No. MCEER.06-SP10, by: Buckle I.G. et.al., 2006.

13- Pacific Earthquake Engineering Research Centre, *Experimental and Analytical Assessment of* Simple *Bridge Structures Subjected To Near-Fault Ground Motion, by:* C.H. Hamilton, et.al., Report No. 5111999, 2000.

پ) فهرست مراجع اصلی در زمینه شیوه‌های بهسازی

1- TRL, *Strengthening Bridges Using External Post- Tensioning*, Report No.PR/CI/17/96/E541B/BD, 1996.

2- CEB-FIP, *Externally bonded FRP Reinforcement for RC Structures, FIB* Bulletin No.14, 2000.

3- Freyssinet, Technical Specifications : *Concrete Strengthening by Gluing Carbon Fibre Fabrics*: *The TFC process*, 59707-PR(E)10/D, Translated: 2000 from French original: 1998.

4- FHWA, *Literature Review of Observed Performance of Seismically Isolated Bridges*, by: A.C. Lee, et.al.

5- K. Kawshima, *Seismic Isolation of Highway Bridges*, Journal of JAEE, 2004.

6- FIB, *Design for enhanced control of damage (section 6)*, Fib, bulletin, 2005.

7- W. M. Brown, *Use of Lock Up Devices for Strengthening of the Carquineg Straits Bridge.*

ت) فهرست مراجع اصلی در زمینه تکیه‌گاه‌های الاستومر

1- NCHRP, *Elastomeric Bearings: Recommended Test Methods (chapter 3)*, Report 449.

2- Cement and Concrete Association, *The Theory and Practice of Bearings and Expansion Joints*, by: D. J. Lee, 1995.

3- Parson Ltd, *Expansion Joints in Bridges*, 1969.

4- Euro Code, *Euro Code8:Part 2*, ENN1998-2, 1998.

5- AASHTO, *Guide Specification for Seismically isolated bridges*, 1999.

ث) فهرست سایر مراجع

۱- شاهرخ مالک و همکاران ، *ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای پل‌های گستره شهری تهران*، طرح تحقیقات ملی در ۸ مجلد، شورای پژوهش‌های علمی کشور، ۸۰- ۱۳۷۶.

۲- شاهرخ مالک، *شناسنامه فنی پل‌ها*، نشریه شماره ۳۶۷، معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی - معاونت امور فنی ـ دفتر امور فنی، تدوین معیارها و کاهش خطرپذیری ناشی از زلزله و وزارت راه و ترابری ـ پژوهشکده حمل و نقل، ۱۳۸۶.

۳- شاهرخ مالک و همکاران، *مدارک پشتیبان راهنمای بهسازی لرزه‌ای پل‌ها*، در ۲۴ مجلد ارائه شده در چارچوب طرح حاضر به دفتر نظام فنی اجرایی، معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی، ۱۳۸۵.

۴- شاهرخ مالک، *ساختار مدیریت پل‌های کشور*، کتاب در دست چاپ.

۵- شاهرخ مالک، *طراحی لرزه‌ای پل‌ها*، کتاب در دست چاپ.

۶- مجموعهٔ پایان نامه‌های تحصیلات تکمیلی کامل شده زیرنظر و به راهنمایی مجری طرح در زمینه رفتار لرزه‌ای و بهسازی لرزه‌ای پل‌ها.

۷- شاهرخ مالک و همکاران: مجموعهٔ مقالات به چاپ رسیده در ژورنال‌ها یا مجموعه مقالات کنفرانس‌ها در زمینه رفتار، تحلیل، طراحی و بهسازی لرزه‌ای پل‌ها.

واژه نـــامــه

	بروز دهد).
طراحی به روش طیف ظرفیت	Capacity spectrum design
فیبر کربنی	Carbon fiber
بتن محصورشده	Confined concrete
رفتار رفت‌و برگشتی، رفتار چرخه‌ای	Cyclic behavior
حالت حدی کنترل میزان خسارت	Damage control limit state
تمهیدات میراگر	Dampers
تحلیل تقاضا	Demand analysis
سطح طراحی	Design level
طیف پاسخ طرح	Design response spectrum
مدل‌سازی تفصیلی	Detailed modeling
اضمحلال	Deterioration
تعیینی (بایدی)	Deterministic
طراحی مبتنی بر تغییرمکان	Displacement based design
ظرفیت تغییرمکانی	Displacement capacity
رفتار کنترل‌شونده توسط تغییرمکان	Displacement controlled behavior
تقاضای تغییرمکانی	Displacement demand
شکل‌پذیری تغییرمکانی	Displacement Ductility
روش مبتنی بر دو سطح خطر زمین-لرزه	Dual level ground motion procedure
شکل‌پذیری	Ductility
تقاضای شکل‌پذیری	Ductility demand
عضو شکل‌پذیر	Ductilite member
سطوح خطر زمین‌لرزه	Earthquake hazard levels
فرونشست ناشی از زلزله	Earthquake induced settlement
عمر مفید باقیمانده	Anticipated service life
پایه کناری (کوله)	Abutment
کنش‌ها	Actions
کنترل فعال	Active control
دال دسترسی	Approach slab
رابطه کاهندگی	Attenuation relation
مقطع متوازن	Balanced section
(لرزه) جدایش شالوده	Base isolation
دستگاه تکیه‌گاهی	Bearing
منحنی ظرفیت پل	Bridge capacity curve
اعضا یا اجزا یا زیرمجموعه پل	Bridge component
رده اهمیت پل	Bridge importance category
عضو/ جزء/ زیرمجموعهٔ پل	Bridge member/ element/ subassembly
پایه‌های پل، تکیه‌گاه‌ها و شالوده‌ها	Bridge substructure
سازه عرشه پل	Bridge superstructure
شکست تردگونه	Brittle fracture
تیرسرستون	Cap beam
ارزیابی ظرفیت	Capacity assessment
نسبت ظرفیت به تقاضا	Capacity /Demand Ratio
طیف نسبت ظرفیت به تقاضا	Capacity /Demand spectrum
ارزیابی ظرفیت	Capacity evaluation
عضو حفاظت شده از دیدگاه ظرفیتی (*عضوی که انتظار می‌رود در حین زلزله مورد نظر خساراتی بر آن وارد نشده یا خسارت در حد جزیی باشد و به‌طور عمده ماهیت رفتار الاستیک از خود*	Capacity-protected member

Earthquake recurrence interval	بازه زمانی (فاصله) رویداد مجدد زلزله
Earthquake return period	دوره بازگشت زلزله
Effective plastic hinge length	طول مؤثر مفصل پلاستیک
Elastic response spectra	طیف‌های پاسخ الاستیک
Elastic time history method	روش تاریخچه زمانی الاستیک
Elastomeric bearing	دستگاه تکیه‌گاهی الاستومر
Energy dissipation	استهلاک انرژی
Energy dissipation devices	تمهیدات میراگر انرژی
Equivalent lateral force method	روش نیروی جانبی معادل
Equivalent static lateral load	بارجانبی استاتیکی معادل
Essential bridge	پل با ضرورت خدمت رسانی بلاوقفه
Expansion joint	درز انبساط
Expected strength	مقاومت مورد انتظار
Expected nominal strength	مقاومت اسمی مورد انتظار
External prestressing	پیش‌تنیدگی خارجی
Fatigue	خستگی
Fiber composite jacket	پوشش جلدی کامپوزیت فیبری
Fiber reinforced plastics	مواد پلاستیکی تقویت شده با فیبر
Fiberglass	فایبرگلاس، ماده کامپوزیت متشکل از فیبر شیشه‌ای
Force based design	طراحی مبتنی بر نیرو
Force controlled behavior	رفتار کنترل‌شونده توسط نیرو
Fracture	شکست
Fragility curve	منحنی خسارت‌پذیری (منحنی نمایشگر احتمال تحمل میزان مشخصی از خسارت تحت تأثیر زمین‌لرزهٔ معین)
Friction pendulum devices	تمهیدات آونگی- اصطکاکی
Geometrical configuration	تاشه هندسی
Geothechnical hazard	خطر ژئوتکنیکی
Hydraulic dampers	میراگرهای هیدورلیکی
Indeterministic	احتمال اندیشانه (شایدی)
Inelastic response spectra	طیف‌های پاسخ غیرالاستیک
Inspection	بازرسی فنی
Irregular bridges	پل‌های نامنظم
Irregularity	نامنظمی
Isolation bearing	دستگاه‌های تکیه‌گاهی جدایش ارتعاشی
Laminated rubber bearing	دستگاه تکیه‌گاهی لاستیکی لایه لایه (متشکل از الاستومر و ورق‌های فولادی به صورت لایه لایه)
Land slide	زمین لغزش
Lateral spreading	گسترش جانبی خاک
Lead- rubber bearing	دستگاه تکیه‌گاهی لاستیکی- سربی
Lead-rubber Laminated bearing	دستگاه تکیه‌گاهی لاستیکی – سربی لایه لایه
Life lines	شریان‌های حیاتی
Life safety	ایمنی جانی
Limit states	حالات حدی

انحنای پلاستیک	Plastic curvature
چرخش مفصل پلاستیک، دوران مفصل پلاستیک	Plastic hinge rotation
فرا الاستیک	Post elastic
اعمال ضربه (ناشی از برخورد)	pounding
اجزای اصلی	Primary elements
اعضای اصلی	Primary members
اولویت‌بندی	Prioritization
احتمال اندیشانه (شایدی)	Probabilistic
خاک‌های مسأله دار	Problem soils
بار افزون	Push over
روش ارتعاشات تصادفی	Random vibration approach
پل‌های منتظم	Regular bridges
بازیابی عملکرد اولیه	Rehabilitation
پوشش جلدی بتن آرمه	Reinforced concrete jacket
ترمیم، تعمیر	Repair
ضریب اصلاح پاسخ	Response modification factor
تحلیل طیفی پاسخ	Response spectrum analysis
تاریخچه زمانی پاسخ	Response time history
قید یا ضامن حرکت متزاید	Restrainer
اجزای فناشونده، اجزای قربانی‌شونده	Sacrificial elements
سطح ایمنی	Safety level
غربال‌کردن	Screening
اجزای فرعی	Secondary elements
روانگرایی	Liquefaction
مسیر انتقال نیروهای جانبی	Load path for lateral forces
دستگاه قفل‌شونده	Lock unit device
خستگی کم تواتر	Low cycle fatigue
کرانه پایینی	Lower bound
نگهداری	Maintenance
سطح باورپذیر بیشینه	Maximum credible level
ریزپهنه‌بندی	Micro - zonation
گونهٔ‌خرابی	Mode of failure
تحلیل لنگر– انحنا	Moment – curvature analysis
تحلیل طیفی چند مودی	Multi- mode spectral analysis
تحریک نامتجانس تکیه‌گاه‌ها	Multiple support excitation
آثار حوزه نزدیک	Near field effects
مقاومت اسمی	Nominal strength
روش دینامیکی غیرخطی	Nonlinear dynamic method
تحلیل استاتیکی غیرخطی (تحلیل تک آهنگ متزاید بار افزون)	Nonlinear static analysis
ظرفیت افزون بر مقاومت اسمی	Overstrength capacity
کنترل غیرفعال	Passive control
طراحی مبتنی بر عملکرد	Performance based design
معیارهای عملکردی	Performance criteria
تراز عملکردی	Performance level
اهداف عملکردی	Performance objectives

بهسازی خاک	Soil improvement
اصلاح (تقویت) خاک	Soil remediation
فرو افتادن عرشه از تکیه‌گاه (شانه خالی کردن تکیه‌گاه‌ها)	Span unseating
تغییرات فضایی حرکت زمین	Spatial variation of ground motion
پل با اهمیت متعارف	Standard bridge
میراگرهای هیسترتیک فولادی	Steel hysteretic dampers
پوشش جلدی فولادی (با یا بدون بتن پرکننده)	Steel jacket
پل با اهمیت استراتژیک	Strategic bridge
مقاوم‌سازی	Strengthening
حالت حدی ایمنی جانی	Survival limit state
شناسنامه فنی پل‌ها	Technical inventory of bridges
مؤلفه‌های انتقالی حرکت زمین	Translational components of ground motion
تغییرمکـان نهایی (*متناظر با میزان خسارت مورد انتظار از پیش تعیین‌شده*)	Ultimate displacement
بتن محصورنشده	Unconfined concrete
روش بار یکنواخت	Uniform load method
کرانه بالایی	Upper bound
طیف پاسخ سرعت	Velocity response spectrum
جدایش ارتعاشی	Vibration isolation
میراگر ویسکوز، میراگر لزج	Viscous damper
اعضای فرعی	Secondary members
شناسنامه لرزه‌ای پل‌ها	Seismic inventory of bridges
دستگاه‌های تکیه‌گاهی جدایش لرزه‌ای	Seismic isolation bearings
معیارهای عملکرد لرزه‌ای	Seismic performance criteria
بهسازی لرزه‌ای، توانبخشی لرزه‌ای	Seismic retrofit
گروه بهسازی لرزه‌ای	Seismic retrofitting category
ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای	Seismic vulnerability assessment
رتبه‌بندی آسیب‌پذیری لرزه‌ای	Seismic vulnerability rating
سطح بهره‌برداری، سطح خدمت‌رسانی	Service level
حالت حدی خدمت‌رسانی	Serviceability limit state
صفحه شکست برشی	Shear failure plane
برش گیر–کلید برشی	Shear key
دستگاه انتقال ضربه، ضربه‌گیر	Shock transmission unit
روش مبتنی بر یک سطح خطر زمین-لرزه	Single level ground motion procedure
تحلیل خطر ویژه ساختگاه	Site specific hazard analysis
طیف پاسخ ویژه ساختگاه	Site specific response spectrum
پل مورب	Skewed bridge
پایداری شیروانی	Slope stability
آثار بزرگ‌نمایی خاک	Soil amplification effects
اندرکنش خاک ـ پی ـ سازه	Soil- foundation - structure interaction
اندرکنش خاک – سازه	Soil - structure interaction

Viscous damping	میرایی ویسکوز، میرایی لزج
Wing wall	دیوار بالی‌شکل (برگشتی)
Yield displacement	تغییرمکان در مرحله تشکیل نخستین مفصل پلاستیک

Abstract

This guide manual contains the provisions, criteria and specifications for the seismic vulnerability assessment and retrofit of existing steel and reinforced concrete highway and railway bridges in a variety of structural systems and forms, with the exception of cable stayed and suspension bridges.

In this work, the performance based philosophy of design and retrofit of structures has been adopted in conjunction with the limit state design principles with due consideration of appropriate seismic hazards - at the functional and safety levels -, site conditions, geotechnical hazards, the bridge importance, the estimated or expected remaining service life, and the intended performance and the corresponding damage levels.

The main text of this manual is composed of two parts:

The first part is concerned with the fundamental concepts, the methodology of bridge assessment and retrofit and the philosophy behind the process of screening, prioritizing, evaluating and retrofitting of existing bridges.

The second part is devoted to detailed seismic assessment techniques and contains guidelines for the modeling of soil, foundation, structure and actions together with minimum analysis requirements consistent with the severity of the bridge vulnerability, site related conditions, bridge importance and/or material, geometrical and dynamic properties of the bridge.

The main text attempts to address the qualitative as well as quantitative approaches for the seismic vulnerability assessment of the bridge superstructure, substructure, foundation and the underlying soil along with the corresponding retrofitting strategies for deficient bridges. Each relevant procedure has been presented in the form of simplified flow diagrams to help the user in his/her own engineering practice. The manual also includes nine appendices to be considered as integrated parts of the main guide manual.

The appendices contain necessary theoretical background followed by detailed guidelines on the assessment procedures; bridge screening based on the concise bridge inventory; guidelines for site survey, data collection and processing; guidelines for the estimation of the remaining service life of reinforced concrete bridges; a general guide representing retrofit strategies, methods and means, and a table that would help decision makers in the justification of the feasibility of a retrofit strategy in terms of the technical and economical aspects. Also, a detailed example has been included in which a bridge of the type very common in this country has been employed to act as a medium for the explanation of the ideas and processes presented in the manual and its appendices in order to facilitate the realization of the concepts introduced in this guide manual.

Islamic Republic of Iran
Vice presidency for Strategic Planning and Supervision

Guide Manual for the Seismic Vulnerability Assessment and Retrofit of Bridges

No.511

Office of Deputy for Strategic Supervision

Bureau of Technical Execution System

nezamfanni.ir

2011

این کتاب

حاوی راهنمای بهسازی لرزه‌ای پل‌ها در برابر نیروی ناشی از زلزله است. امید است این راهنما که براساس معرفت زمان و دانسته‌های روز و با توجه به انواع پل‌های موجود در کشور و وضعیت طراحی مفهومی و همچنین با ملحوظ داشتن شرایط عمومی پل‌های کشور به رشته تحریر در آمده، مورد بهره‌برداری دست‌اندرکارانِ مطالعات ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای و اقدامات عملی بهسازی لرزه‌ای پل‌های بتن آرمه و فولادی موجود در کشور واقع گردد.