

ارزیابی عملکرد لرزه‌ای پل سفید اهواز و روش بهسازی آن

علیرضا رهایی، استاد، دانشکده عمران، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، تهران، ایران
سید رسول میرقادر، استادیار، دانشکده فنی، دانشگاه تهران، تهران، ایران
امیر حجت، استادیار، دانشکده فنی، دانشگاه تهران، تهران، ایران
E-mail: rahaie@aut.ac.ir

چکیده

پل‌های قوسی در تحمل و انتقال بارهای قائم عملکرد مناسبی دارند. اما عملکرد این پل‌ها در برابر بارهای جانبی مانند زمین لرزه، کمتر مورد بررسی قرار گرفته است. در این مقاله، بعد از ارزیابی سطوح مختلف عملکرد و شرایط آسیب پذیری پل‌های قوسی، عملکرد لرزه‌ای پل سفید اهواز که یکی از پل‌های قوسی آویزدار ایران است، مورد بررسی قرار گرفته است. مدل پل شامل یکی از دو دهانه بزرگ اصلی و پایه‌های دو سوی آن است. با انجام تحلیل طیفی و سپس تحلیل بارافزون، عملکرد پل در برابر زمین لرزه مورد ارزیابی قرار گرفته است و برای رسیدن به سطوح عملکردی مطلوب، روشی برای بهسازی پل پیشنهاد شده است.

واژه‌های کلیدی: پل قوسی، ارزیابی عملکرد لرزه‌ای، سطوح عملکرد، بهسازی

۱. مقدمه

لرزه‌ای پل‌های قوسی انجام گرفته است. مطالعات موجود نیز عمدتاً در مورد پل‌هایی است که در آنها قوس در زیر عرشه قرار گرفته و عناصر قائم به‌طور فشاری عمل می‌کنند. هدف از ارزیابی لرزه‌ای یک پل موجود، تعیین سطح عملکرد آن، مناظر با از دست رفتن خدمت‌رسانی پل، آسیب شدید لرزه‌ای یا فروریزی، برای یک زمین لرزه با سطح خطر معین است. با تعیین شرایط عملکرد، مشخص می‌شود که پل تحت شرایط زمین لرزه بدون آسیب می‌ماند، آسیب محدود دارد یا باید بهسازی شود؟ در سال ۱۹۹۶، "پرستلی" سه حالت حدی ارزیابی خدمت‌رسانی، مهار آسیب و باقی ماندن را برای ارزیابی عملکرد پل‌ها معرفی کرد که بر اساس آنها، پل بدون نیاز به تعمیر است، نیاز به بهسازی دارد یا باید برجیده شود [۱]. روش نسبت ظرفیت به تقاضا، در اواسط دهه ۸۰ میلادی، توسط "شورای فنآوری کاربردی (ATC)" پیشنهاد شد. در این روش، نیروهای حاصل از تحلیل ارتجاعی پل،

پل‌های قوسی، به دلیل باربری محوری قوس به‌عنوان عضو اصلی باربر قائم، از سامانه‌های کارآ در تحمل بارهای قائم وارد شونده به پل (وزنی و ترافیکی) هستند. عناصر ارتباط دهنده قوس و عرشه نیز، چه در بالا و چه در پایین عرشه قرار گیرند، محوری عمل می‌کنند و از ظرفیت مقطع آنها به‌نحو مطلوب استفاده می‌شود. اما تحت اثر بارهای جانبی چون باد و زمین لرزه، قوس‌ها به‌عنوان نگهدارنده مجموعه سازه و رابط عرشه و تکیه‌گاه‌ها، عموماً سختی جانبی زیادی ندارند و نمی‌توانند به‌صورت خمشی بارهای جانبی را تحمل کنند. از این رو، غالباً دو قوس به هم مهاربندی می‌شوند. عناصر قائم ارتباط دهنده عرشه و قوس نیز، چه فشاری و چه کششی، سختی خمشی ندارند و انتقال نیروی جانبی بین عرشه و قوس، باید از طریق کشش آویزها یا مهاربندی‌های پایه‌های فشاری انجام شود. به دلیل رفتار پیچیده جانبی این پل‌ها نسبت به پل‌های ساده، مطالعات کمتری بر ارزیابی رفتار جانبی و به‌ویژه

۲. سطوح عملکرد پیشنهادی

سطوح عملکرد، بیانگر شرایطی است که انتظار می‌رود سازه، در پی یک رویداد لرزه‌ای، برآورده سازد و در طراحی بر اساس عملکرد سازه مورد استفاده قرار می‌گیرد.

با توجه به جدید بودن بحث طراحی عملکردی برای پل‌ها، معرفی سطوح عملکرد در تعداد کمی از آیین‌نامه‌های طراحی پل آمده است. دستورالعمل ATC-32، بر حسب اهمیت پل و شدت زمین‌لرزه طراحی، دو سطح عملکرد برای پل‌ها تعریف کرده است (جدول ۱).

جدول ۱. سطوح عملکرد ATC-32 [۵]

پل‌های معمولی	پل‌های مهم	زمین‌لرزه وارد شونده
سطح خدمت: بی‌وقفه آسیب تعمیرپذیر	سطح خدمت: بی‌وقفه آسیب کمینه	زمین‌لرزه با دوره بازگشت ۶۰ سال
سطح خدمت: محدود آسیب عمده	سطح خدمت: بی‌وقفه آسیب تعمیرپذیر	زمین‌لرزه با دوره بازگشت ۱۰۰۰ تا ۲۰۰۰ سال

آیین‌نامه جدید طراحی پل‌های کانادا نیز، جدول مشابهی با سه سطح عملکرد ارائه کرده است (جدول ۲).

جدول ۲. سطوح عملکرد آیین‌نامه کانادا [۵]

پل معمولی	پل مسیر امداد	پل حیاتی	دوره بازگشت
برقراری کامل ترافیک استفاده بی‌وقفه	برقراری کامل ترافیک استفاده بی‌وقفه	برقراری کامل ترافیک استفاده بی‌وقفه	۱۵۰ سال؛ زمین‌لرزه کوچک تا متوسط
ترافیک امدادی آسیب تعمیرپذیر، بدون فروریزی	ترافیک امدادی استفاده بی‌وقفه	برقراری کامل ترافیک استفاده بی‌وقفه	۴۷۵ سال؛ زمین‌لرزه طراحی
هیچ گونه ترافیک بدون فروریزی	ترافیک امدادی آسیب تعمیرپذیر	ترافیک امدادی استفاده بی‌وقفه	۲۵۰۰ سال؛ زمین‌لرزه بزرگ

آیین‌نامه طراحی پل ژاپن، برای طراحی عملکردی، معیارهایی را برای سه سطح عملکرد لرزه‌ای، در سه حالت ایمنی، خدمت‌رسانی و بازسازی بیان کرده است (جدول ۳).

با مقاومت (ظرفیت) آن مقایسه می‌شود تا یک نسبت تقاضا به ظرفیت، برای اجزای مختلف سازه به دست آید. در ساده‌ترین معیار، نسبت (D/C) بزرگ‌تر از واحد، به معنای گسیختگی اعضا است. با در نظر گرفتن رفتار غیرارتجاعی اعضا، به دلیل نیاز به استفاده از شکل‌پذیری اعضا، نسبت‌های بزرگ‌تر چون ۲ یا ۳ هم قابل قبول هستند [۲]. "اداره راه و ترابری کالیفرنیا" نیز، در ویرایش سال ۲۰۰۴ "معیارهای طراحی لرزه‌ای برای پل‌ها" [۳] به این روش اشاره کرده و نسبت D/C را به میزان آسیب وارد شونده به پل و شکل‌پذیری آن ارتباط داده است.

در سال ۲۰۰۰، "چن" (Chen) بر اساس سطوح آسیب محتمل ایجاد شونده در پل‌ها (عمده، قابل تعمیر و کمینه)، کرنش‌ها و همچنین شکل‌پذیری اعضای سازه‌ای را، به اعدادی محدود و در واقع تعریفی کمی از سطح عملکرد ارائه کرد [۲].

"اوسامی" (Usami) و همکاران (۲۰۰۴)، یک پل قوسی فولادی را مورد مدل‌سازی و ارزیابی لرزه‌ای قرار دادند. قوس این پل با طول دهانه ۱۱۴ متر، از زیر عرشه می‌گذشت و اعضای قائم فشاری آن، به یکدیگر مهار شده بودند.

این گروه تحقیقاتی، مدل سه بعدی پل را تهیه کرد و تحلیل‌های مختلفی بر آن انجام داد [۴]. با انجام تحلیل تاریخچه‌زمانی در دو جهت طولی و جانبی، تغییرات جابجایی‌های نقاط مهم سازه و نیروهای ایجاد شونده در انتهای قوس‌ها و پایه‌های کناری با زمان تعیین شد و اعضای که وارد مرحله غیرارتجاعی می‌شوند، مشخص شدند.

در گام بعد، تاریخچه زمانی کرنش محوری در این اعضای حساس، با کرنش نهایی متناظر در تاریخچه بارگذاری لرزه‌ای (که از روابط کرنش حدی تجربی محاسبه می‌شود)، مقایسه شد.

بر اساس روش پیشنهادی این گروه، چنانچه کرنش‌های به دست آمده از تحلیل، همواره از کرنش‌های به دست آمده از روابط تجربی کوچک‌تر باشند، رفتار لرزه‌ای سازه قابل قبول است. اگر در یک لحظه، کرنش موجود از کرنش نظری فراتر رود، عضو گسیخته می‌شود که این امر، بسته به موقعیت و نقش سازه‌ای عضو، می‌تواند به فروریزی سازه‌ای هم بیانجامد.

در ادامه این مطالعات، نتایج تحلیل‌های بارافزون و تاریخچه‌زمانی، در ارزیابی لرزه‌ای پل مورد بحث، مقایسه شده است. مشاهده شد که تحت اثر نیروی جانبی زمین‌لرزه، نتایج این دو گونه تحلیل، مشابهت قابل قبولی دارند.

ارزیابی عملکرد لرزه ای پل سفید اهواز و روش بهسازی آن

جدول ۳. سطوح عملکرد آیین‌نامه ژاپن [۶]

بازسازی در طراحی لرزه‌ای		خدمت رسانی در طراحی لرزه‌ای	ایمنی در طراحی لرزه‌ای	عملکرد لرزه‌ای
بازسازی دراز مدت	بازسازی کوتاه مدت			
تعمیر ساده مانند تعمیر ترک‌ها	بدون نیاز به تعمیر برای بازگشت عملکرد	استفاده بی وقفه	تضمین ایمنی در برابر تخریب پل	سطح ۱
تعمیر دائمی به سادگی انجام می‌شود	تعمیر ضروری اولیه برای بازگشت عملکرد کافی است	آسیب کم	تضمین ایمنی در برابر تخریب پل	سطح ۲
تخریب کامل پل و ساخت مجدد ممکن است ضروری باشد	تعمیر ضروری اولیه به تنهایی برای بازگشت عملکرد کافی نیست	آسیب قابل ملاحظه	تضمین ایمنی در برابر تخریب پل	سطح ۳

جدول ۴. سطوح عملکرد پیشنهادی ATC 18-1 [۵]

معمولی	ضروری (مهم)	بحرانی (حیاتی)	شناسه	دوره بازگشت زمین‌لرزه
بی‌وقفه	بی‌وقفه	بی‌وقفه	سطح خدمت:	۱۵۰ سال
تعمیر پذیر	کمینه	هیچ	آسیب:	
محدود	بی‌وقفه	بی‌وقفه	سطح خدمت:	۲۵۰۰ سال
عمده	تعمیر پذیر	کمینه	آسیب:	

جدول ۵. ترازهای عملکردی و خسارت UCSD [۷]

تراز	طبقه‌بندی خسارت	جزئیات خسارت	تعمیر مورد نیاز
۱	بدون خسارت	ترک‌های مویی کمیاب	عدم نیاز به تعمیر
۲	خسارت اندک	ترک خوردگی	تعمیرات اندک
۳	خسارت متوسط	شروع خرد شدگی	تعمیرات قابل توجه
۴	خسارت قابل توجه	ترک‌های عریض	تعمیرات قابل توجه
۵	تشکیل مکانیسم موضعی یا آستانه فروریزی	تغییر شکل‌های ماندگار	جایگزینی

۳. شرایط بهسازی

پل‌هایی که نتوانند سطوح عملکرد مورد نیاز را برآورده سازند، باید مورد بهسازی قرار گیرند.

روند بهسازی را می‌توان در گام‌های زیر خلاصه کرد:

- مطالعه تاریخچه پل و شرایط محیطی

- ارزیابی شرایط سازه موجود

- ارزیابی عملکرد سازه

- تعیین شرایط هدف

- طرح بهسازی

- تهیه نقشه‌ها و دستورالعمل‌های اجرایی

- اجرای طرح تقویت

ارزیابی سازه پل، شامل دو بخش اصلی زیر است:

- تعیین مشخصات هندسی و مکانیکی سازه موجود، از نظر مقاطع و ضخامت اعضای اصلی

- تشخیص نواقص یا خرابی اعضای مختلف

روش‌های مختلفی برای بهسازی موجود است که مطالعه آنها بستگی به ملاحظات اقتصادی، امکان‌سنجی، در دسترس بودن منابع و ... دارد.

روش‌های گوناگون بهسازی را می‌توان در چهار گروه زیر دسته‌بندی کرد:

الف) تعمیر اعضای بحرانی: اگر عضو یا اعضای دارای نقص تشخیص داده شوند، یا درجا تعمیر و تقویت می‌شوند یا کلاً با عضو جدیدی جایگزین می‌شوند.

ب) سوار کردن اعضای جدید به سازه: برخی نارسایی‌ها را می‌توان با افزودن اعضای جدید به سازه برطرف کرد. باید توجه شود که اعضای جدید با اتصال مناسب به اعضای موجود، در باربری مشارکت کنند.

ج) کاهش بار مرده: معمولاً با سبک کردن روسازی عرشه انجام می‌شود و به افزایش باربری پل می‌انجامد.

د) اصلاح سامانه سازه‌ای: برخی سازه‌ها را می‌توان با تغییر دادن رفتار سازه‌ای و نحوه توزیع نیروها و لنگرها تقویت کرد.

۴. معرفی مدل مطالعاتی

برای ارزیابی عملکرد لرزه‌ای پل‌های قوسی فولادی با قوس‌های گذرنده از بالای عرشه (آویزدار)، پل سفید اهواز مورد مدل‌سازی و

سطح عملکرد لرزه‌ای ۱، متناظر است با آسیب نامحسوس.

سطح عملکرد لرزه‌ای ۲، آسیب محدود و بازگشت سریع عملکرد پل است.

سطح عملکرد لرزه‌ای ۳، جلوگیری از آسیب فاجعه آمیز (فروریزی) است.

آیین‌نامه آشتو، پل‌ها را به سه گروه زیر دسته‌بندی می‌کند:

۱. معمولی

۲. ضروری (مهم)؛ که باید پس از وقوع زمین‌لرزه طرح، بی‌درنگ به روی خودروهایی امدادی باز باشند.

۳. بحرانی (حیاتی)؛ که پس از زمین‌لرزه طرح به روی همه خودروها و پس از زمین‌لرزه بزرگ (مثلاً ۲۵۰۰ ساله) به روی خودروهای امدادی باز باشند.

دستورالعمل ATC-18-1 [۵]، با ترکیب سطوح عملکرد آیین‌نامه‌های ATC-32 و AASHTO، جدول ۴ را پیشنهاد می‌کند.

بر این اساس، سطوح خدمت عبارتند از:

- بی‌وقفه: برقراری کامل ترافیک نهایتاً تا ۲۴ ساعت پس از وقوع زمین‌لرزه

- محدود: برقراری دسترسی محدود ترافیک امدادی تا نهایتاً سه روز و برقراری کامل ترافیک تا چند ماه و سطوح آسیب چنین تعریف می‌شوند:

- آسیب کمینه: پاسخ غیرخطی جزئی محتمل است.

- آسیب تعمیرپذیر: پاسخ غیرخطی محتمل است. پل باید بدون بستن ترافیک یا نیاز به تعویض اعضا و اجزا، قابل تعمیر باشد.

- آسیب عمده: فروریزی رخ نمی‌دهد اما، برای تعمیر به تعویض اعضا و اجزا و بستن پل نیاز است.

گروه تحقیقی "سعیدی و همکاران"، سه تراز عملکردی برای پل‌ها تعریف کرده‌اند [۷].

این ترازا عبارتند از:

- عملکرد بدون وقفه در جریان ترافیک

- عملکرد با صدمات کم و ناچیز

- نزدیک به فروپاشی (آستانه فروریزی)

اما دانشگاه کالیفرنیا (UCSD) نیز، پنج تراز عملکردی و خسارت برای پل‌ها پیشنهاد کرده است که در جدول ۵ آمده‌اند

[۷].

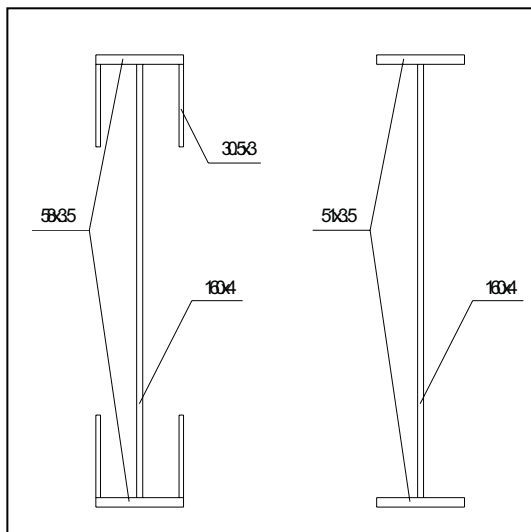
ارزیابی عملکرد لرزه ای پل سفید اهواز و روش بهسازی آن

در زمان ساخت، پس از اجرای پایه‌ها و قوس‌های بتنی کناری، دو نیم‌قوس تشکیل دهنده هر قوس توسط شناور به محل نصب حمل شدند؛ در یک سر به تکیه‌گاه مفصل شده و از سر دیگر بالا کشیده شدند (تصویر ۲).

با رسیدن سر آزاد نیم‌قوس‌ها به یکدیگر، اتصال برقرار شد و قوس تکمیل گردید. تیرهای عرضی به کمک آویزها از قوس آویزان شدند. تیرهای طولی بر تیرهای عرضی قرار گرفته و دال روی تیرهای طولی اجرا شده است. در سال ۱۳۷۸، به‌منظور ترمیم نقاط ضعف و بهبود بخشیدن شرایط بهره‌برداری پل، عرشه تخریب شد و پس از ماسه‌پاشی و رنگ‌آمیزی اسکلت فلزی، دوباره اجرا شد.

در این مرحله، در دو طرف عرشه، پیاده‌روهایی به‌صورت طره‌ای تعبیه شد. مقطع قوس‌ها به‌صورت I شکل است و در محدوده بخش مهاربندی نشده قوس‌ها (بازشدگی محل گذر خودروها) توسط ورق‌های موازی جان در دو سر بال تقویت شده است (شکل ۱). آویزها IPB140، تیرهای عرضی INP550 و تیرهای طولی، INP340 هستند. مهاربندهای زیر عرشه، IPBv240 (مقطع بال پهن سنگین) و مهاربندهای بالای عرشه، زوج نبشی L90x60x8 هستند که از وجه کوچک به هم چسبیده‌اند.

اعضای عرضی رابط قوس‌ها، همچنین مهاربندهای نخستین چشمه مهاربندی شده بالای محل گذر خودروها، زوج ناودانی U160x65 پشت به پشت، با فاصله ۶۵ میلیمتر هستند. تیرهای طره نگه‌دارنده پیاده‌روها، IPE140 هستند. ضخامت دال در بخش سواره‌رو ۱۲۰ و در بخش پیاده‌رو، ۱۰۰ میلیمتر است. شکل ۳، مقطع عرشه را نشان می‌دهد.



شکل ۱. مقطع قوس‌های اصلی

ارزیابی عملکرد قرار گرفته است. این پل، از قدیمی‌ترین و در عین حال بزرگ‌ترین پل‌های موجود در کشور است و اهمیت تاریخی - مهندسی دارد. ارزیابی لرزه‌ای و مشخص کردن نقاط ضعف این سازه، می‌تواند در حفظ این اثر ملی مؤثر واقع شود.

پل سفید اهواز در سال ۱۳۱۵ به بهره‌برداری رسید.

پل شامل دو قوس بزرگ ۱۳۶ و ۱۳۰ متری در دو طرف است که از فراز عرشه می‌گذرند و سه قوس ۵۰ متری در میان، که از زیر عرشه می‌گذرند. در دو انتها، دو قوس بتنی ۲۰ و ۱۲ متری، پل را به ساحل دو طرف رود کارون متصل می‌کنند (تصویر ۱).

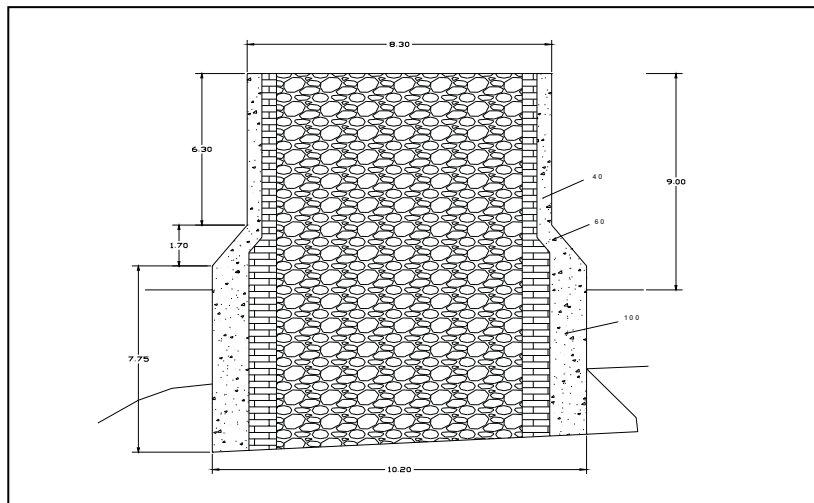
با مجموع ۵۶۷/۲ متر پایه بتنی، طول کل پل ۵۰۱/۲ متر است. فاصله محور به محور قوس‌ها از یکدیگر ۶/۶ متر و عرض عرشه ۹/۸ متر است.



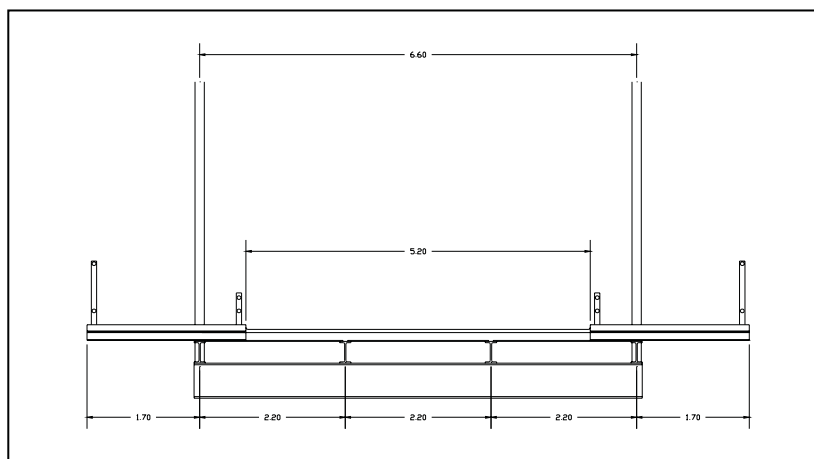
تصویر ۱. پل سفید اهواز



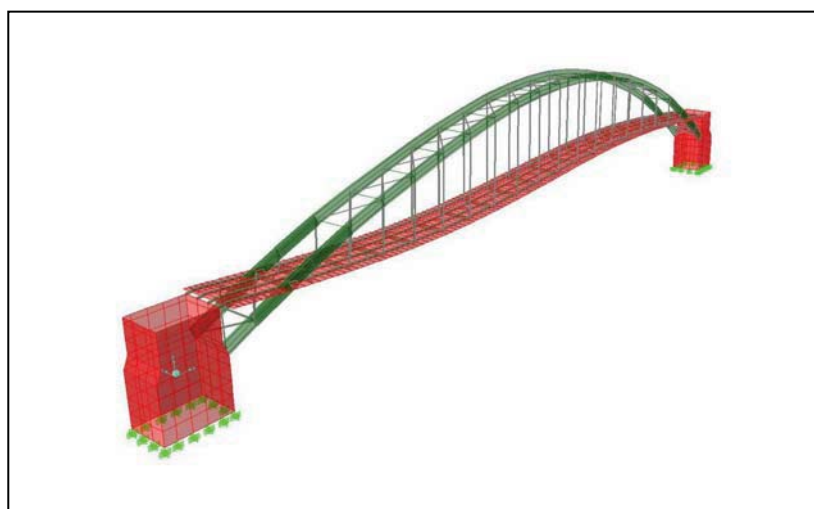
تصویر ۲. ساخت پل اهواز [۸]



شکل ۲. مقطع پایه پل



شکل ۳. مقطع عرضی عرشه



شکل ۴. مود یکم تغییر شکل سازه

با اعمال شتاب به دست آمده از مشخصه‌های گفته شده، در سه جهت طولی، جانبی و قائم به سازه، تحلیل طیفی انجام گرفت.

۶. نتایج تحلیل طیفی

در شکل ۵، نحوه تغییر شکل سازه در اثر مؤلفه طولی زمین‌لرزه ارایه شده است. مقدار تغییر مکان‌های متناظر، در جدول ۶ و مقدار نیروها و تنش‌ها در جدول ۷ آمده است. بررسی مقادیر، نشان دهنده کوچک بودن تغییر مکان‌ها، به نسبت طول دهانه پل است. تنش‌ها نیز، جز در یک مورد، در محدوده مجاز قرار دارند و در همه موارد، در محدوده ارتجاعی هستند. تحت شرایط اثر زمین‌لرزه جانبی، سازه به صورت شکل شماره ۶ در می‌آید که تغییر مکان‌ها و تنش‌های متناظر، در جدول‌های ۸ و ۹ آمده است. بر اساس این مقادیر، تنش در مهاربندهای قوس در بالای عرشه، از حد مجاز فراتر می‌رود. در مقطع قوس نیز، در محل بازشدگی گذر خودروها، تنش از حد مجاز فراتر می‌رود. در محل اتصال بخش‌های تقویت شده و تقویت نشده قوس، تنش در بخش تقویت نشده از تنش حد تسلیم هم فراتر می‌رود و این امر می‌تواند به ایجاد مفصل خمیری در این بخش بیانجامد. برش پایه پل، به دست آمده از تحلیل تحت اثر نیروی جانبی زمین‌لرزه، معادل ۱۵۰۰ کیلونیوتن است. تنش‌های ایجاد شونده در دال عرشه نیز، در سمت کششی عرشه از ظرفیت کششی میلگردهای داخل دال فراتر می‌رود. بنابراین، برای احتساب اثرات غیرخطی ترک خوردن عرشه در اثر اعمال زمین‌لرزه جانبی، سازه در این جهت بر اساس تحلیل بارافزون مورد مطالعه قرار گرفته است.

قوس‌ها در دو انتها توسط تکیه‌گاه مفصلی (پین) به پایه‌ها تکیه کرده اند. پایه‌ها به صورت جعبه‌ای، از بتن مسلح هستند. داخل دیواره بتنی پایه، یک دیوار آجری اجرا گردیده و داخل آن با قلوه سنگ پر شده است (شکل ۲).

۵. مدل تحلیلی پل

برای تحلیل و ارزیابی عملکرد پل، مدل رایانه‌ای آن بر اساس مشخصات زیر تهیه شد. پایه‌ها با المان Shell بتنی، به صورت جعبه توخالی مدل شدند و از سختی دیواره آجری و قلوه‌سنگ‌ها چشم‌پوشی شد. برای مدل کردن اعضای اسکلت فلزی از المان Beam استفاده شد. اعضایی چون آویزها و مهاربندها که محوری عمل می‌کنند، در دو سر مفصلی شدند.

دال عرشه با المان Shell مدل شد و بارهای مرده، به صورت گسترده یکنواخت بر سطح آن اعمال شد. بارهای زنده، طبق استاندارد [۹]۱۳۹، بر تیرهای طولی اعمال شدند.

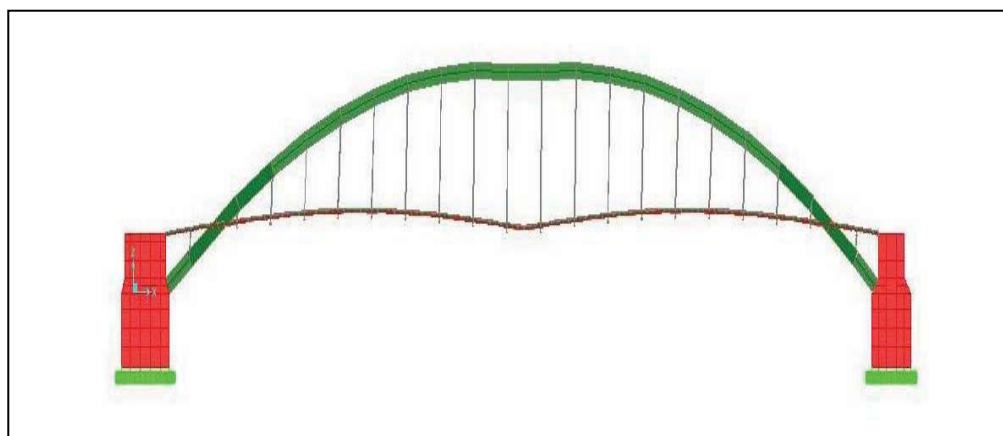
با انجام تحلیل مودال، ۱۲ مود تغییر شکل نخست سازه تعیین شد. مود اصلی پل، قائم با دوره تناوب ۲.۸۷ ثانیه است (شکل ۴). با توجه به نتایج آزمایش‌های ژئوتکنیک برای پل پنجم اهواز [۱۰] (در نزدیکی پل مورد مطالعه)، مشخص شد که شرایط زمین بستر از نوع ۳ است. بر این اساس، طیف بازتاب مربوط به زمین نوع ۳^{۱۱} این‌نامه طراحی پل‌های شوسه و راه‌آهن در برابر زلزله [۱۱]، به مدل اعمال شد. ضریب اهمیت برابر ۱/۲ و شتاب مبنای طرح، با توجه به لرزه‌خیزی اهواز ۰.۲۵g٪ در نظر گرفته شد.

جدول ۶. تغییر مکان‌های بیشینه کلی پل تحت اثر ترکیب بارهای مرده و زنده و زمین‌لرزه طولی

تغییر مکان	مقدار (mm)	نسبت تغییر مکان به طول دهانه
تغییر مکان قائم عرشه	۲۳۴	$۱۰^{-۳} * ۱/۷$
تغییر مکان طولی عرشه	۴۵	$۱۰^{-۳} * ۳/۳$
تغییر مکان قائم قوس	۲۲۲	$۱۰^{-۳} * ۱.۶$
تغییر مکان طولی قوس	۱۰۰	$۱۰^{-۳} * ۷/۳$
رانش افقی پای قوس	۱	ناچیز

جدول ۷. تنش‌های بیشینه کلی پل تحت اثر ترکیب بارهای مرده و زنده و زمین‌لرزه طولی

تنش مجاز (MPa)	تنش موجود (MPa)	مقدار (KN.m و KN)	نیرو/ لنگر
$\lambda=66$ $F_a=113.8$	42.8	6042	نیروی محوری پای قوس
$\lambda=80$ $F_a=104.6$ $F_b=144$ Ratio=1.1	52.3	5219	نیروی محوری مقطع میانی قوس
	87.4	3926	لنگر خمشی مقطع میانی قوس
$F_t=144$	73.4	306	نیروی محوری آویزها
$F_b=144$	64.5	60	لنگر خمشی تیرهای طولی
$F_v=96$	4.7	312	برش در قوس
$F_v=96$	13.6	56	برش تیرهای طولی
$f_c=28$	6	-----	تنش بیشینه در اعضای بتنی



شکل ۶. تغییر شکل پل در اثر مؤلفه عرضی زمین‌لرزه

و این امر می‌تواند به ایجاد مفصل خمیری در این بخش بیانجامد. برش پایه پل، به دست آمده از تحلیل تحت اثر نیروی جانبی زمین‌لرزه، معادل ۱۵۰۰ کیلونیوتن است. شکل ۷، تغییر شکل سازه را در اثر اعمال نیروی زمین‌لرزه در جهت قائم نشان می‌دهد. تغییر مکان‌ها و تنش‌های مربوط به این حالت نیز، در جدول‌های ۱۰ و ۱۱ آمده‌اند. در این مورد، تغییر مکان‌ها کوچک و تنش‌ها در محدوده مجاز قرار می‌گیرند.

تحت شرایط اثر زمین‌لرزه جانبی، سازه به صورت شکل ۶ در می‌آید که تغییر مکان‌ها و تنش‌های متناظر، در جدول‌های ۸ و ۹ آمده است. بر اساس این مقادیر، تنش در مهاربندهای قوس در بالای عرشه، از حد مجاز فراتر می‌رود. در مقطع قوس نیز در محل بازشدگی گذر خودروها، تنش از حد مجاز فراتر می‌رود. در محل اتصال بخش‌های تقویت شده و تقویت نشده قوس، تنش در بخش تقویت نشده از تنش حد تسلیم هم فراتر می‌رود

جدول ۱۰. تغییر مکان‌های بیشینه کلی پل تحت اثر ترکیب بارهای مرده و زنده و زمین‌لرزه قائم

تغییر مکان	مقدار (mm)	نسبت به طول دهانه	موقعیت
تغییر مکان قائم عرشه	۱۱۰	۸/۱*۱۰-۴	بین آویز ۵ و ۶
تغییر مکان قائم قوس	۸۹	۶/۵*۱۰-۴	در محل آویز ۶

جدول ۱۱. تنش‌های بیشینه کلی پل تحت اثر ترکیب بارهای مرده و زنده و زمین‌لرزه قائم

نیرو / لنگر	مقدار (KN.m و KN)	تنش موجود (MPa)	تنش مجاز (MPa)
نیروی محوری پای قوس	۹۰۹۵	۶۴/۴	$\lambda=66$ $F_a=1138$
نیروی محوری مقطع میانی قوس	۸۸۲۰	۸۸/۵	$\lambda=80$ $F_a=1046$
برش بیشینه در قوس	۳۵۹	۵/۴	$F_v=96$
لنگر بیشینه در قوس	۲۳۴۵	۵۲/۲	$F_b=144$
نیروی محوری آویزها	۴۶۶	۱۱۱/۸	$F_t=144$
تنش بیشینه در اعضای بتنی	-----	۸/۵	$f'_c=28$

۷. تحلیل بارافزون در جهت جانبی

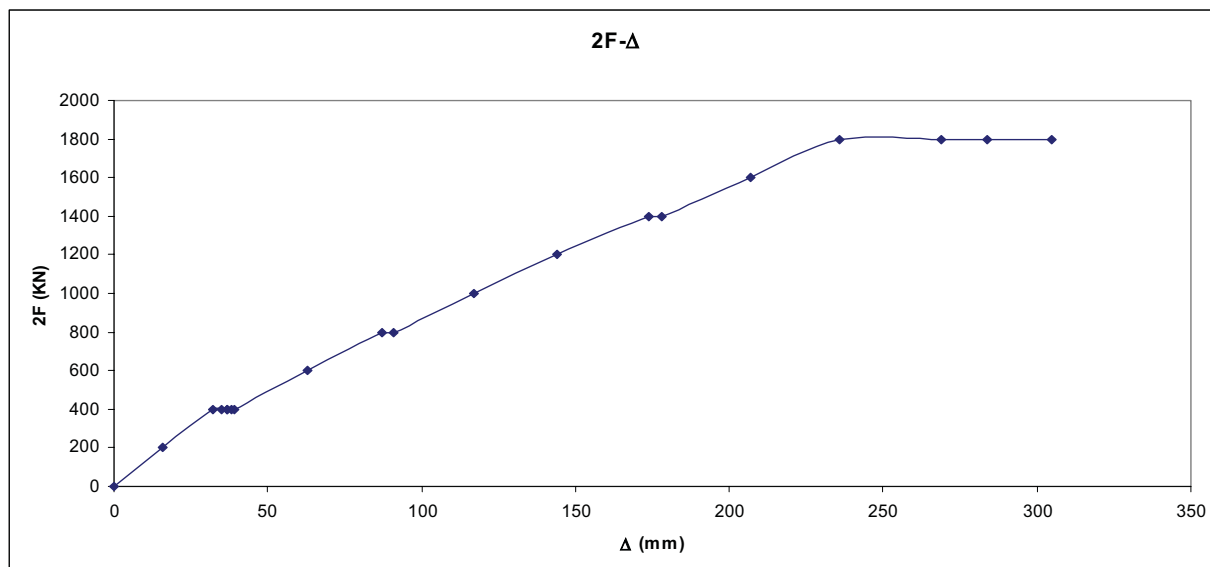
فشاری و کششی در دال عرشه، نیروی مهاربندها و لنگر جهت ضعیف در قوس‌ها کنترل شد که وارد مرحله غیرارتجاعی می‌شود یا نه؟ نخستین بخشی که باربری خود را از دست داد، دال عرشه بود که در اثر کشش ترک خورد. بخش‌هایی از دال که کشش در آنها از ظرفیت کششی میلگردهای دال بزرگ‌تر بود، از مدل حذف شدند. با حذف این بخش‌ها، بار دیگر تحلیل با همان بارگذاری انجام گرفت و مجدداً، اعضای واقع در مسیر بار کنترل شدند. این روند تا جایی که به ازای بار ۱۴۰۰ کیلونیوتن، بخش فشاری دال نیز به مقاومت نهایی رسید ادامه یافت. به ازای بار ۱۸۰۰ کیلونیوتن، عرشه از وسط به دو نیم شد و عملاً سازه به ناپایداری رسید. تحت چنین باری، مهاربندهای زیر عرشه نیز باربری خود را از دست می‌دهند و سازه آغاز به فرویزی می‌کند. گام‌های بارگذاری و حذف اعضای تخریب شده در جدول ۱۲ آمده است. نمودار تغییرات تغییر مکان جانبی سازه با بار اعمال شونده نیز در شکل ۸ دیده می‌شود. چنان‌که مشاهده می‌شود، به ازای بار ۱۸۰۰ کیلونیوتن، نمودار تقریباً افقی می‌شود و تغییر مکان، بدون افزایش بار افزایش می‌یابد.

چنان‌که در بخش قبل اشاره شد، پل در اثر زمین‌لرزه جانبی، وارد مرحله غیرارتجاعی می‌شود و از این‌رو، بررسی دقیق رفتار جانبی آن، نیازمند انجام تحلیل‌های غیرخطی است. در این بخش، به کمک روش بارافزون، ورود سازه به مرحله غیرارتجاعی به صورت تدریجی و گام به گام مورد بررسی قرار گرفته است. نیروی جانبی زمین‌لرزه، در واقع به صورت گسترده در طول عرشه عمل می‌کند و برای مدل کردن دقیق این نیرو، بار جانبی اعمال شونده در تحلیل بارافزون، باید بر همه گره‌های موجود در عرشه اعمال شود؛ اما با توجه به اینکه در روش استفاده شده، با حذف المان‌های تخریب شده عرشه، توزیع جرم بر هم می‌خورد و گره‌ها بعضاً حذف می‌شوند، به جای اعمال نیروی جانبی بر تعداد زیادی از گره‌های عرشه، نیروی مجموع بر وسط عرشه اعمال شده است. از سوی دیگر، توزیع لنگر خمشی عرشه تحت اثر نیروی جانبی زمین‌لرزه، در دو حالت نیروی گسترده و نیروی متمرکز، به ترتیب سهمی و مثلثی است که تفاوت چندانی ندارند. تحلیل با اعمال بار ۲۰۰ کیلونیوتنی افقی جانبی در وسط عرشه آغاز شد. سپس بار به تدریج افزایش داده شد و در هر گام، تنش‌های

رهایی، میرقادری و حجت

جدول ۱۲. نتایج بارگذاری جانبی مرحله‌ای سازه پل

نوع خرابی	تغییر مکان پیشینه (mm)	مقدار مجموع دو بار (KN)
	۱۶	۲۰۰
گام ۱: افزایش بار		
تسلیم کششی دال	۳۲	۴۰۰
گام ۲: حذف اعضای بتنی تخریب شده از مدل		
تسلیم کششی دال	۳۵	۴۰۰
گام ۳: حذف اعضای بتنی تخریب شده از مدل		
تسلیم کششی دال	۳۷	۴۰۰
گام ۴: حذف اعضای بتنی تخریب شده از مدل		
تسلیم کششی دال	۳۷	۴۰۰
گام ۵: حذف اعضای بتنی تخریب شده از مدل		
تسلیم کششی دال	۳۸	۴۰۰
گام ۶: حذف اعضای بتنی تخریب شده از مدل		
تسلیم کششی دال	۳۹	۴۰۰
گام ۷: افزایش بار		
تسلیم کششی دال	۶۳	۶۰۰
گام ۸: افزایش بار		
تسلیم کششی دال	۸۷	۸۰۰
گام ۹: حذف اعضای بتنی تخریب شده از مدل		
تسلیم کششی دال	۹۱	۸۰۰
گام ۱۰: افزایش بار و حذف اعضای تخریب شده		
تسلیم کششی دال	۱۱۷	۱۰۰۰
گام ۱۱: افزایش بار و حذف اعضای تخریب شده		
تسلیم کششی دال	۱۴۴	۱۲۰۰
گام ۱۲: افزایش بار و حذف اعضای تخریب شده		
تسلیم کششی دال	۱۷۴	۱۴۰۰
گام ۱۳: حذف اعضای بتنی تخریب شده از مدل		
آغاز تخریب فشاری بتن دال	۱۷۸	۱۴۰۰
گام ۱۴: افزایش بار		
گسیختگی فشاری دال	۲۰۷	۱۶۰۰
گام ۱۵: افزایش بار		
گسیختگی فشاری دال	۲۳۶	۱۸۰۰
گام ۱۶: حذف اعضای بتنی فشاری تخریب شده از مدل		
گسیختگی فشاری دال	۲۶۹	۱۸۰۰
گام ۱۷: حذف اعضای بتنی تخریب شده از مدل		
گسیختگی فشاری دال	۲۸۴	۱۸۰۰
گام ۱۸: حذف اعضای بتنی تخریب شده از مدل و دو پاره شدن دال عرشه از وسط		
کمانش شاهتیر طولی	۳۰۵	۱۸۰۰
گام ۱۹: حذف شاهتیر فشاری دچار کمانش شده		
کمانش و تسلیم شاهتیرها، کمانش مهاربند فشاری پای قوس	۵۳۸	۱۸۰۰
ناپایداری سازه‌ای و از دست رفتن عملکرد پل		



شکل ۸. نمودار تغییرات نیروی جانبی - تغییر مکان جانبی

جدول ۱۳. مقایسه تغییر مکان‌های به دست آمده از تحلیل‌های طیفی و تاریخچه زمانی

تغییر مکان	تحلیل طیفی (mm)	تحلیل تاریخچه زمانی (mm)
جهت طولی		
تغییر مکان قائم قوس	۲۲۲	۱۴۴
تغییر مکان طولی قوس	۱۰۰	۷۹
تغییر مکان قائم عرشه	۱۵۹	۱۵۹
جهت جانبی		
تغییر مکان جانبی قوس	۳۶۳	۳۱۶
تغییر مکان جانبی عرشه	۱۹۰	۲۰۲
تغییر مکان نسبی محل بازشدگی	۱۳۸	۹۶
جهت قائم		
تغییر مکان قائم قوس	۸۹	۹۰
تغییر مکان قائم عرشه	۱۱۰	۱۰۴

سه روز پس از رخداد زمین‌لرزه است که در صورت وارد آمدن آسیب عمده به پل، ممکن نیست. بر اساس طبقه‌بندی "سعیدی و همکاران"، پل با توجه به خرابی پیش‌رونده‌ای که در جهت جانبی خواهد داشت، در رده "نزدیک به فروپاشی" قرار می‌گیرد. طبق جدول UCSD (جدول ۷) نیز، به دلیل تشکیل مفصل خمیری در قوس، در محل اتصال به عرشه، پل در تراز ۵ (تشکیل ساز و کار موضعی یا فروپاشی) قرار می‌گیرد.

۱۰. طرح مقاوم‌سازی پیشنهادی

به منظور ترمیم نقاط ضعف سازه و بازگرداندن عملکرد آن به محدوده رفتار ارتجاعی، تقویت اعضا به شرح زیر پیشنهاد می‌شود:

- تقویت مقطع بخش تقویت شده قوس، با تعبیه ورق به عرض ۳۰ میلیمتر در محدوده بین ورق‌های قائم تقویت بال‌ها و تشکیل مقطع قوطی (شکل ۹ راست)، با در نظر گرفتن سخت‌کننده‌های جانبی کافی برای جلوگیری از کماتش ورق
- تقویت مقطع بخش تقویت نشده قوس، در محدوده نخستین چشمه مهاربندی شده بالای قوس، با تعبیه ورق به عرض ۳۰ میلیمتر در محدوده بین بال‌ها و تشکیل مقطع قوطی (شکل ۹ چپ)، با در نظر گرفتن سخت‌کننده‌های جانبی کافی برای جلوگیری از کماتش ورق
- تقویت مقطع مهاربندهای زوج ناودانی با تعبیه دو ورق در بالا و پایین مقطع (شکل ۱۰ راست)
- تقویت مقطع مهاربندهای زوج نبشی با تعبیه دو ناودانی در بالا و پایین مقطع (شکل ۱۰ چپ)

با وارد کردن مشخصات جدید در مدل و انجام تحلیل طیفی، تحت اثر نیروی جانبی زمین‌لرزه، ضمن کاهش تغییر مکان‌ها، تنش‌ها به محدوده مجاز وارد شدند. تغییر مکان نسبی بالا و پایین بخش مهاربندی نشده قوس، از ۱۹۰ به ۱۴۶ میلیمتر کاهش یافت. نیروها و تنش‌ها در اعضای باربر جانبی سازه تقویت شده در جدول ۱۴ آمده است. با اعمال اصلاحات پیشنهادی به سازه، از آسیب‌های عمده سازه‌ای و ورود سازه به مرحله غیرارتجاعی جلوگیری می‌شود.

در نتیجه، آسیب‌های وارده از جانب زمین‌لرزه، به موارد موضعی مانند ترک خوردگی در دال محدود خواهد شد و پل می‌تواند پس از تعمیر کوتاه مدت، پاسخگوی ترافیک امدادی و پس از تعمیر بلند مدت جزئی، پاسخگوی ترافیک کامل باشد. بر این اساس،

اما مقدار بار متناظر با فروریزی (۱۸۰۰ کیلونیوتن)، از برش پایه به دست آمده از تحلیل تحت اثر نیروی جانبی زمین‌لرزه (۱۵۰۰ کیلونیوتن) بزرگ‌تر است؛ در نتیجه، سازه در اثر اعمال زمین‌لرزه واقعی، در عرشه دچار ناپایداری نخواهد شد.

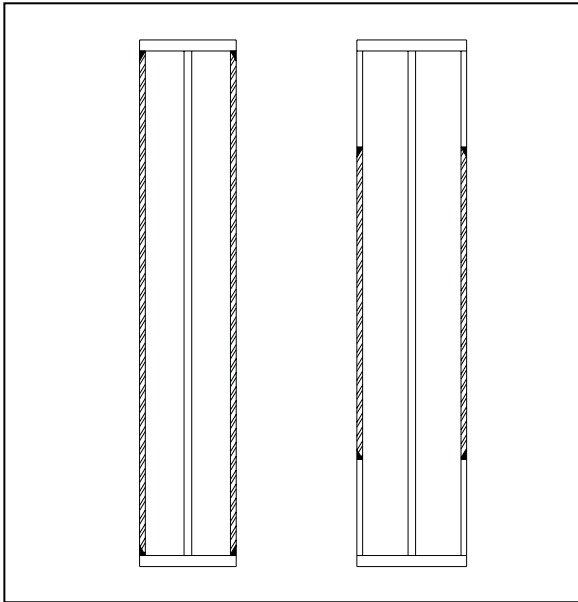
۸. تحلیل تاریخچه‌زمانی

به منظور ارزیابی نتایج به دست آمده از تحلیل طیفی، مدل سازه تحت اثر شتاب‌نگاشت زمین‌لرزه ناغان، در سه جهت طولی، جانبی و قائم تحلیل تاریخچه‌زمانی شد. برای اصلاح شتاب‌ها متناسب با شرایط ساختگاه، کلیه شتاب‌ها در ضریبی که نسبت شتاب مبنای منطقه اهواز به شتاب مبنای منطقه ناغان است ضرب شد. مقدار تغییر مکان‌های به دست آمده از تحلیل‌های طیفی و تاریخچه‌زمانی، در سه جهت طولی، جانبی و قائم، در جدول ۱۳ خلاصه شده است. مشاهده می‌شود که اعداد کاملاً شبیه‌اند و دقت تحلیل طیفی در ارزیابی عملکرد پل، کاملاً قابل قبول بوده است.

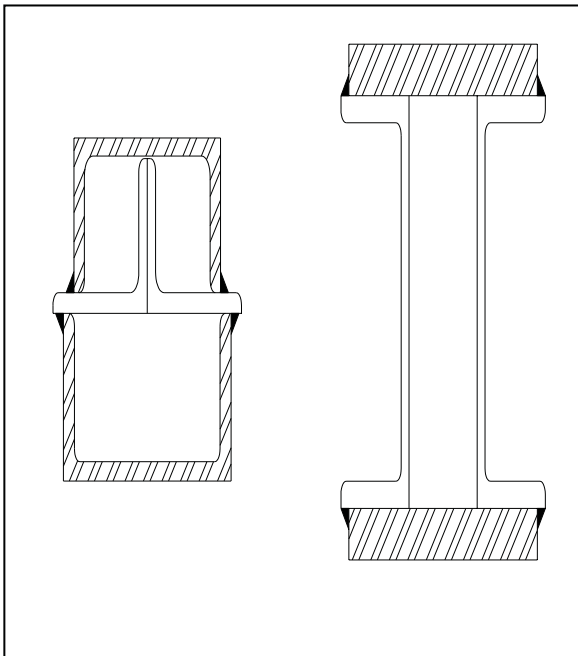
۹. ارزیابی نتایج تحلیل و تعیین سطح عملکرد

همان‌طور که قبلاً اشاره شد، تحت اثر نیروی جانبی زمین‌لرزه، دال عرشه ترک می‌خورد، برخی از مهاربندهای بین دو قوس کماتش می‌کنند یا تسلیم می‌شوند و در قوس، در جهت ضعیف، لنگری ایجاد می‌شود که به همراه لنگر ثانویه حاصل از بار محوری، می‌تواند به ایجاد مفصل خمیری در این عضو محوری حساس بیانجامد. در نتیجه، پل در وضع موجود، در برابر زمین‌لرزه جانبی نامقاوم است و حتی خطر تخریب آن را تهدید می‌کند. بر این اساس، پل نمی‌تواند سطوح عملکرد ATC-32 (جدول ۱) را برآورده کند، زیرا عملکرد آن نمی‌تواند بی‌وقفه و حتی در کوتاه مدت برقرار شود. بر اساس طبقه‌بندی آیین‌نامه کانادا (جدول ۲) نیز، برای زمین‌لرزه طراحی، به دلیل امکان فروریزی پل در جهت جانبی، هیچ‌یک از سطوح عملکردی و آسیب برآورده نمی‌شوند. در طبقه‌بندی آیین‌نامه ژاپن (جدول ۳)، پل به دلیل آسیب‌های عمده‌ای که ممکن است در جهت جانبی متحمل شود و نیاز به تعمیرات عمده و دراز مدت، در سطح ۳ عملکردی قرار می‌گیرد. پل در وضع موجود نمی‌تواند سطوح عملکردی ATC-18-1 را برآورده کند؛ زیرا پایین‌ترین سطح عملکردی، "محدود" است که نیازمند برقراری ترافیک امدادی، تا

در این محل، به دلیل بازشدگی ناگزیر در مهاربندی دو قوس، باربری جانبی به طور ناگهانی کاهش می‌یابد. برای تقویت و بهسازی این ضعف، مهاربندهایی که در مجاورت این بخش قرار دارند و همچنین مقطع قوس‌ها، باید تقویت شوند.



شکل ۹. طرح پیشنهادی برای مقاوم‌سازی مقطع قوس



شکل ۱۰. طرح پیشنهادی برای مقاوم‌سازی مقطع مهار بندهای زوج نبشی

سطح عملکرد پل، طبق آیین‌نامه‌های مختلف، چنین خواهد بود:
 - امکان استفاده امدادی بی‌وقفه و آسیب تعمیرپذیری که به سازه وارد می‌شود، پل را - که پیش از مقاوم‌سازی در هیچ‌یک از گروه‌های جدول‌های ATC-32 قرار نمی‌گرفت - در گروه "پل‌های معمولی" این آیین‌نامه، با زمین‌لرزه‌ای که به احتمال ۶۰ درصد، زمین‌لرزه‌ای بزرگ‌تر از آن در عمر پل رخ ندهد؛ یا "پل‌های مهم"، با زمین‌لرزه ۱۰۰۰ تا ۲۰۰۰ ساله قرار می‌دهد (هیچ یک از این دو، زمین‌لرزه طراحی نیست و ارزیابی پل با زمین‌لرزه طراحی انجام شده است). نکته قابل توجه در این مورد، آن است که این پل از نظر خدمت‌رسانی به ترافیک امدادی پس از زمین‌لرزه اهمیت چندانی ندارد (به دلیل وجود پل‌های دیگر در شهر که همگی جدیدترند) و دلیل اهمیت آن، تاریخی- نمادین است. از این رو، قرار گرفتن پل در گروه پل‌های معمولی هم قابل قبول است.
 - در طبقه‌بندی آیین‌نامه کانادا، برای زمین‌لرزه طراحی، آسیب تعمیرپذیر و امکان برقراری بی‌وقفه ترافیک خودروهای امدادی، پل مقاوم‌سازی شده را در گروه "پل‌های معمولی" قرار می‌دهد.

با توجه به این‌که پل در صورت انجام اصلاحات پیشنهادی، می‌تواند سریعاً به روی ترافیک اضطراری گشوده شود و تعمیر مورد نیاز آن چندان دشوار نیست، در سطح ۲ سطوح عملکردی آیین‌نامه ژاپن جای می‌گیرد.

- بر اساس سطوح پیشنهادی ATC-18-1، از آنجا که پل مقاوم‌سازی شده، در پی رویداد لرزه‌ای می‌تواند پذیرای ترافیک (هرچند ضروری) باشد و آسیب آن تعمیرپذیر است، می‌توان آن را در گروه "معمولی" با زمین‌لرزه ۱۵۰ ساله، یا "ضروری" با زمین‌لرزه ۲۵۰۰ ساله در نظر گرفت.

- طبق سطوح پیشنهادی "سعیدی و همکاران"، عملکرد پل پس از مقاوم‌سازی، با توجه به میزان آسیب وارد شونده، "عملکرد با صدمات کم و ناچیز" خواهد بود.

- نظر به این‌که عمده آسیب وارد شونده، ترک خوردن دال عرشه است، پل در تراز ۳ از جدول ترازهای عملکردی UCSD، "خسارت متوسط، شروع خرد شدگی" جای می‌گیرد.

به این ترتیب، به نظر می‌رسد نقطه ضعف اصلی پل‌های قوسی-بی‌قوس آنها از فراز عرشه می‌گذرد، مقاومت و سختی ناکافی در محل تقاطع قوس با گذرگاه خودروها است.

جدول ۱۴. تنش‌های پل تقویت شده تحت اثر ترکیب بارهای مرده و زنده و زمین‌لرزه جانبی

تنش مجاز (MPa)	تنش موجود (MPa)	مقدار (KN.m و KN)	نیرو/ لنگر
$\lambda=10.8$ $F_a=83.2$	۷۴.۱	۴۹۷	نیروی محوری فشاری مهاربند زوج نبشی بالای عرشه
$\lambda=8.9$ $F_a=98.2$	۱۰۰.۸	۱۲۱۲	نیروی محوری فشاری مهاربند زوج ناودانی بالای عرشه
$F_b=180$	۱۰.۸	۱۷۶۳+۱۳۱۲	لنگر خمشی بخش تقویت شده قوس در جهت ضعیف
$F_b=180$	۱۷۱.۵	۲۹۵۳+۱۲۹۷	لنگر خمشی بخش تقویت نشده قوس در جهت ضعیف

۱۰. مراجع

۹. ایران. وزارت راه و ترابری. پژوهشکده حمل و نقل. (۱۳۸۴) "آیین‌نامه بارگذاری پل‌ها"، تهران، وزارت راه و ترابری.
۱۰. شرکت مهندسی مشاور ماندرو. "گزارش نهایی تحقیقات مکانیک خاک، پی سازی و مقاومت مصالح پل پنجم کارون اهواز"، بی.تا.
۱۱. سازمان مدیریت و برنامه ریزی (۱۳۸۴) "آیین‌نامه طرح و محاسبه پل‌ها در برابر زلزله"، معاونت امور فنی، سازمان مدیریت و برنامه ریزی کشور، نشریه شماره ۱۳۹.
12. Lu, Z. , Usami, T. and Ge, H. (2004) "Seismic performance evaluation of steel arch bridges against major earthquakes. Part 2: Simplified verification procedure" Earthquake Engineering and Structural Dynamics.
13. Ghosh, Utpal. K. (2000) "Repair and rehabilitation of steel bridges", Netherlands: Balkema.
- 14 . Kennedy Reid, I.L. , Milne, D.M. and Craig, R.E. (2001) "Steel bridge strengthening", London: Thomas Telford.
15. Applied Technology Council (1996) "Improved seismic design criteria for California bridges: provisional recommendations", U.S.: ATC-32.
1. Priestley, M. J. N. , Seible, F. and Calvi, G.M. (1996) "Seismic design and retrofit of bridges", London:, John Wiley & Sons, Inc.
2. Chen, W. F. and Duan, L. (2000) "Bridge engineering handbook", London: CRC Press.
3. Caltrans, .. (2004) "Seismic design criteria (SDC) for bridges", February 2004, Version 1.3. [n.p.]
4. Usami, T. , Lu, Z. , Ge, H. and Kono, T. (2004) "Seismic performance evaluation of steel arch bridges against major earthquakes. Part 1: Dynamic analysis approach" Earthquake Engineering and Structural Dynamics.
5. Applied Technology Council (1999) "Impact assessment of selected MCEER highway project research on the seismic design of highway structures", U.S.: ATC 18-1.
- 6 . Okahara, M. , Fukui, J. and Moriyama, A. "Revision of the highway bridge specifications for performance based design"
۷. رهای، علیرضا و میرحبیبی، مهدی (۱۳۸۳) "روش ارزیابی عملکرد لرزه‌ای پل‌های بتنی"، فصلنامه جاده، شماره ۵۲، زمستان ۸۳
۸. پایگاه اینترنتی شهرداری اهواز www.ahwazcity.com

Evaluation of Seismic Performance of The White Bridge in Ahwaz and its Retrofitting Methods

A. Rahaiee, Professor, Department of Civil Engineering, Amir Kabir University of Technology, Tehran, Iran

R. Mirghaderi, Assistant Professor, Department of Civil Engineering, University of Tehran, Tehran, Iran

A. Hojjat, Assistant Professor, Department of Civil Engineering, University of Tehran, Tehran, Iran

E – mail: rahaie@aut.ac.ir

ABSTRACT

Arch bridges have a desirable behavior under gravity loads. They transfer the gravity loads of the deck, through the axial performance of arches. But the performance of these bridges, under lateral forces requires special analysis. Seismic forces are known as the most important lateral forces in most of the engineering structures. In this study, the seismic performance of a steel arch bridge has been evaluated, using a finite element model. The "White Bridge" in Ahwaz, in south east of Iran is selected as the case study.

In part 1, a general description of the paper is provided.

In part 2, different performance levels from different bridge codes and specifications have been studied. Performance levels are different conditions that are expected to occur, after earthquakes of different return periods, for bridges of different levels of importance.

Part 3 is a review on rehabilitation of the bridges. Bridge rehabilitation, contains three main steps of determining the bridges critical in need of repair, evaluating the structure and site conditions of the bridges and planning a procedure to perform the rehabilitation.

In part 4, the case study has been introduced. Ahwaz "White Bridge" is a pass-through steel arch bridge which has been constructed on the Karoon River in Khuzestan, Iran in 1936. The bridge has two main arch spans with 130 and 136 meters length and is one of the largest and oldest engineering designed bridges in Iran. The steel arches, have I shape sections and the deck, is a composite slab which has been rehabilitated in 1999. Two ends of the arches are pinned to the supports and the abutments are huge concrete boxes, filled by rock fill.

Part 5 describes the finite element model of the structure, which is generated by SAP2000 software to model the performance of the bridge under seismic forces. Arches, hangers and braces, have been modeled by "Beam" elements and the deck and abutments, has been modeled using "Shell" elements. Dead load, is applied to the shell elements of the deck and live load, is applied to the longitudinal beams of the deck, based on Iran "139-bridge loading code". Seismic analysis has been performed using the response spectrum method, based on the first 12 mode shapes of the bridge. Accelerations in the three longitudinal, transverse and vertical directions have been applied based on Iran Earthquake "Seismic design of bridge" specifications.

In part 6, results of the response spectrum analysis have been studied. Regarding the modal analysis, first deformation mode shape of the structure is longitudinal with a period of 2.87 seconds. Response spectrum analysis in longitudinal direction results in allowable displacements and stresses in different parts of the bridge. In vertical direction, same results are obtained, but in transverse direction, displacements and stresses in some parts of the bridge, are greater than the allowable quantities. Especially at un-braced parts of the arches (traffic route), stresses may exceed the yield limit and plastic hinges may be formed.

Evaluating the transverse behavior of the bridge requires a non-linear analysis. In this study inelastic static analysis, pushover method, has been utilized.

Part 7 describes the pushover analysis procedure. To evaluate the behavior of the bridge under transverse horizontal loads, point loads of certain magnitudes are applied to deck nodes and stresses in different parts of the slab and steel structure is monitored. The quantities of the loads is increased step by step and in each step, elements having stresses larger than yield, buckling and fracture limits, have been omitted. This process has been repeated until the structure becomes globally instable. Instability occurs when applied load is greater than what is applied to the structure in transverse response spectrum analysis. So, the bridge may not become unstable after a design earthquake.

In part 8, results of the response spectrum analysis, have been verified through comparison with a time history analysis, which had performed using Naghan earthquake accelerations, scaled for the site specific conditions. Nodal displacements in different parts of the structure in the three directions are almost equal for two response spectrum and time history methods. Regarding the results of different analysis methods which have performed, In part 9, seismic performance of the bridge has been compared with the performance levels of different codes and specifications. It can be seen that at the existing conditions, the bridge performance is not acceptable and probable damages would require fundamental and long time rehabilitation.

Part 10 briefly demonstrates the strengthening method which is proposed to improve the seismic performance of the bridge to acceptable levels.

The strengthening plan is concentrated on the non braced parts of the arches and this stresses that traffic area of the arch bridges is the most vulnerable part in an earthquake.

Keywords: Seismic performance, earthquakes, earthquakes, Ahwaz White Bridge