

پیش بینی مقاومت تسلیم و مقاومت پایانی پل قوسی بتنی غیر مسلح اکبر آباد با استفاده از ارزیابی غیر خطی

محمدصادق معرفت^{۱*}، مهدی یزدانی^۲

۱- استاد دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تهران

۲- دانشجوی کارشناسی ارشد مهندسی عمران- سازه، دانشگاه تهران

mmarefat@ut.ac.ir

تاریخ پذیرش: ۱۳۹۱/۱۲/۲۰

تاریخ دریافت: ۱۳۹۱/۰۷/۱۵

چکیده- پل قوسی بتنی اکبرآباد در کیلومتر ۲۴ راه آهن تهران - قم قرار گرفته و برای به دست آوردن گنجایش پل، آزمایش بارگذاری استاتیکی روی آن انجام شده است. با وجود بارگذاری تا چند برابر بار سرویس، به خاطر محدودیت‌های میدانی، امکان آزمایش تا بار نهایی و حتی تا بار تسلیم، نبود؛ اما ویژگی‌هایی مانند سختی نخستین و الگوی ترک‌خوردگی بررسی شد. برای بررسی رفتار این دسته از پل‌ها، در این پژوهش سعی شده است با مدل‌سازی عددی در نرم‌افزار اجزاء محدود "انسیس"، مقاومت تسلیم و مقاومت پایانی پل اکبرآباد، پیش‌بینی شود. برای این کار، الگوی ترک‌ها در مدل عددی وارد شده و منحنی نیرو - تغییر شکل با نتایج آزمون هم‌هنگی داده شده است. در این مدل با توجه به رفتار سازه، از ارزیابی کرنش مسطح و برای ویژگی‌های رفتاری مصالح از معیار تسلیم "دراگر - پراکر" استفاده شده است. همچنین، از نتایج آزمایش بارگذاری استاتیکی یک پل مشابه که فراتر از مرحله تسلیم نیز بارگذاری شده، برای پیش‌بینی اندازه‌ی پارامترها و الگوی تخریب، استفاده شده است. سپس با ارزیابی دو مرحله‌ای، مقاومت تسلیم و مقاومت پایانی پل، برآورد شده است.

کلیدواژگان: پل قوسی بتنی غیرمسلح، به هنگام کردن مدل اجزاء محدود، وارد کردن الگوی ترک‌خوردگی، ارزیابی غیرخطی،

پیش‌بینی بار پایانی

۱- مقدمه

بررسی رفتار پل‌های قوسی با مصالح بنایی، گذشته‌ای در نقاط گوناگون جهان دارد. از نخستین پژوهشگران در این زمینه می‌توان به پیپارد و هیمن اشاره کرد. نتیجه نظریه‌ی پیپارد، روش معروف نیمه تجربی MEXE و نتیجه نظریه‌ی هیمن، روش ساز و کار بوده است. در سال‌های بعد، پژوهشگران دیگری با استفاده از روش اجزاء محدود، رفتار این‌گونه سازه‌ها را بررسی کردند. نخستین

ارزیابی مقاومت باقی‌مانده پل‌های قوسی بنایی، مورد توجه مهندسان و پژوهشگران در سالیان نزدیک بوده است. در این ارزیابی، باید رفتار سازه با دقت مدل‌سازی شود و پیچیدگی رفتار آن، انجام آزمایش‌های میدانی را ضروری ساخته است. با استفاده از این آزمایش‌ها، مدل‌سازی عددی قابل اعتماد و بررسی رفتار سازه‌ها مکن شده است.

فرض شده است که پل، تحت نیروی محرک زلزله با ویژگی‌های زلزله *السنتر* قرار گیرد [۳]. فاینینگ و بوسی، آزمایش‌های میدانی زیادی روی پل‌های بنایی انجام داده و مدل‌های اجزا محدود خود را با آن‌ها مقایسه کرده‌اند. آن‌ها با ارائه یک مدل سه بعدی، پیشنهادهایی برای چگونگی مدل‌سازی دادند. آنها معتقدند که شکل و مقطع قوس و همچنین دیوارهای پیشانی به عنوان عناصر سازه‌ای پل، اثر مهمی بر رفتار سه بعدی سازه دارد [۴]. *ملبورن* و *همکارانش*، سه پل چند دهانه را آزمایش کردند و تعداد دهانه بر مقاومت پایانی پل را دریافتند. اگرچه آزمایش آن‌ها به آثار دیوار کناری، متمرکز نشده بود، اما یکی از پل‌ها که دیوار کناری مفصل داشت، ۳۰ درصد مقاومت کمتری از خود نشان داد [۵]. *رویلس* و *هنری* بررسی‌های خود را روی ۲۴ پل قوسی، متمرکز کرده بودند و آثار پرکننده و دیوار کناری را روی پل‌ها بررسی کردند و به این نتیجه رسیدند که پرکننده‌ها و دیوارهای کناری، بسته به ویژگی‌های هندسی پل، مقاومت پل را ۲ تا ۱۲ برابر افزایش می‌دهد. آن‌ها همچنین در بررسی‌های خود به این نتیجه رسیدند که رفتار این سازه‌ها، سه بعدی است [۶].

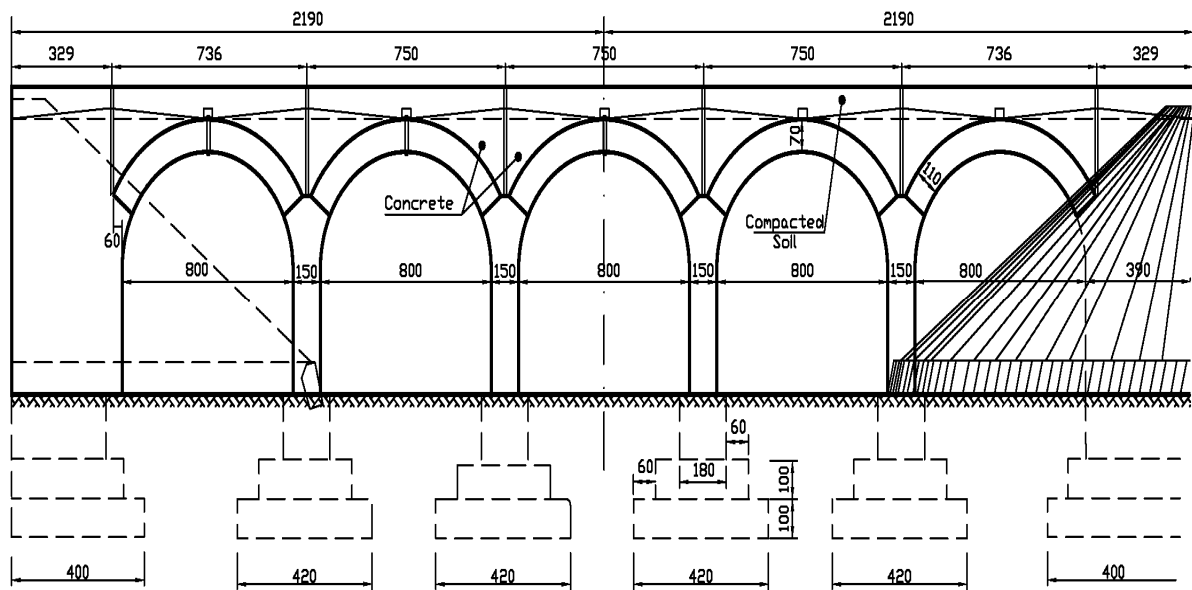
پل‌های قوسی بنایی را بسته به نوع مصالحشان می‌توان به سه دسته تقسیم‌بندی کرد: پل‌های قوسی آجری، پل‌های قوسی سنگی و پلهای قوسی بتنی غیرمسلح. درباره‌ی پلهای قوسی آجری و سنگی، پژوهش‌های گسترده‌ای انجام شده است. اگرچه پژوهشگران این زمینه هنوز به روشی جامع و یگانه برای ارزیابی سازه‌ها نرسیده‌اند، اما تا حدود زیادی، رفتار این سازه‌ها ارزیابی شده است [۱-۶]. درباره پل‌های قوسی بتنی غیرمسلح با توجه به تعداد کم آزمایش‌های میدانی، پژوهش زیادی انجام نشده است و فقط می‌توان به آزمایش معرفت و *همکارانش* اشاره کرد [۷-۸].

کاربرد ارزیابی قوس‌ها با مصالح بنایی با روش اجزاء محدود، به وسیله‌ی *تولر* در سال ۱۹۸۲ انجام شد. *تولر* نتایج پژوهش و مدل‌سازی خود را با کارهای آزمایشگاهی مقایسه کرد. در مدل او هیچ کارکرد تماسی بین قوس و مصالح پرکننده در نظر گرفته نشد، بنابراین، *کریس فیلد* نشان داد با این شرایط روش اجزاء محدود، بار گسیختگی کمتری نسبت به روش ساز و کار به دنبال دارد و برای از بین رفتن بردن این مشکل، *فنهایی* با رفتار غیرخطی برای شبیه‌سازی مقاومت کناری مصالح پرکننده در مدل اجزاء محدود در نظر گرفت. بررسی‌های *تولر* بر پایه المان تیر مستقیم بود، *راف کار تولر* را ادامه داد و از المان‌های تیر خمیده استفاده کرد چو نیز در ادامه کار *تولر* از المان‌های تیر مخروطی استفاده و فرض کرد که قوس، هیچ مقاومت فشاری ندارد [۱]. آزمایش‌های فراوانی روی پل‌های قوسی سنگی تحت اثر بار سرویس و بار تخریب انجام داده و به این نتیجه رسیده است که ۱- پاسخ این پل‌ها خطی است، ۲- ساز و کار حاکم بر تخریب آن‌ها، تشکیل چهار مفصل است. از پژوهشگران دیگر *لورنسو* است. او از کسانی است که بر ارزیابی غیرخطی پافشاری دارد. *لورنسو* حل این مسائل را به سه دسته تقسیم کرده است: حالت الاستیک، حالت غیرالاستیک و حالت پلاستیک. بررسی‌های او نشان داد که نتایج ارزیابی در حالت الاستیک، قابل اطمینان نیست [۲]. پژوهشگران دیگر، *هاتزیگریگو* و *همکارانش* هستند، این پژوهشگران یونانی، پل آرتا را بررسی کردند. آن‌ها رفتار پل را تنش مسطح در نظر گرفته و تحت بارهای استاتیکی و دینامیکی، پل را بررسی کردند. آنها با فرض مصالح خطی و غیرخطی، نتایج را با هم مقایسه کرده‌اند. این پژوهشگران نخستین کسانی است که پل‌های قوسی بنایی را ارزیابی تاریخیچه زمانی کرده‌اند. برای آنالیز دینامیکی

۲- ویژگی‌های پل آزمایش شده

پل اکبرآباد در کیلومتر ۲۴ راه آهن قدیم تهران - قم قرار دارد. این پل پنج دهانه ۶ متری دارد. سازه پل از نوع قوسی بتنی غیر مسلح است و بیش از ۷۰ سال از ساخت آن می‌گذرد. در این پل، ترک‌های اولیه‌ای با ضخامت نزدیک به ۲ سانتی‌متر در کلید هر پنج قوس به صورت تمام عمق دیده شده است که پهنای آن‌ها از پایین به بالا کاهش یافته و در نیمه بالایی، ضخامت قوس، بسته به نظر می‌رسد. در شکل ۱، می‌توان این پل را مشاهده کرد، همچنین مشخصات هندسی پل در جدول شماره (۱) آمده است. ویژگی‌های مکانیکی مصالح با انجام آزمایش کرگیری مشخص شد. در جدول شماره ۲، ویژگی‌های مکانیکی مصالح را در اجزای گوناگون سازه می‌بیند.

در یک بررسی میدانی مفصل، یک پل قوسی بتنی غیر مسلح در مسیر راه آهن تهران - قم، آزمایش بارگذاری شده است. با توجه به سختی بالای پل، مقاومت پایانی پل بسیار بیشتر از بار سرویس است و بنابراین هنگام آزمایش بارگذاری، رفتار سازه، خطی باقی می‌ماند [۷]. برای بدست آوردن مقاومت پایانی پل، از نتایج پل کیلومتر ۲۳ استفاده شده است. در آزمایش بارگذاری این پل، ویژگی‌های مهم پل مانند سختی نخستین، حد رفتار خطی، بخش نخستین پاسخ غیرخطی، الگوی ترک خوردگی و ساز و کارهای حاکم بر رفتار سازه، مشخص شده است [۸]. در این مقاله سعی شده با کمک نتایج آزمون میدانی، مقاومت بیشینه پل برآورد شده، و منحنی بار-تغییر شکل تا بار پایانی رسم شود.



شکل (۱) مقطع طولی پل قوسی بتنی اکبر آباد

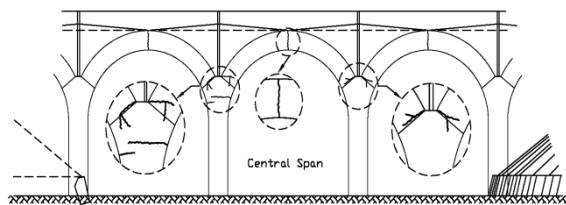
جدول (۱) ویژگی‌های هندسی پل

پل	تعداد دهانه	طول دهان (متر)	شکل قوس	ضخامت کلید (متر)	ضخامت پاتاق (متر)	عرض قوس (متر)	ارتفاع پل (متر)	ضخامت دیوار کناری (متر)
اکبرآباد	۵	۶	نیم دایره	۰/۷	۱/۱	۳/۹	۸	۱

جدول (۲) ویژگی‌های بتن از آزمایش کرگیری

عنوان	مقاومت فشاری بتن (MPa)	مدول الاستیسیته (GPa)	وزن ویژه (Kg/m^3)
بتن پرکننده	۷/۶	۱۰/۹	۲۲۱۷
قوس	۳۹/۴	۲۴/۹	۲۲۹۰
پایه	۳۱/۹	۳۶/۵	۲۲۵۰

در این آزمایش، بارگذاری تا بار ۵۰۰۰ کیلونیوتن ادامه یافت و چون بارگذاری بیشتر ممکن نبود، سازه تا بار تخریب، بارگذاری نشد اگرچه میزان بار آزمایش خیلی بیشتر از بار سرویس پل است، اما مقاومت نهایی پل به عنوان یک علامت پرسش همچنان باقی مانده است [۷]. در شکل ۴، ترک‌های نخستین و دومین ایجادشده در پل دیده شده است. ترک‌ها، نخستین در کلید قوس‌ها دیده شده است. این ترک‌ها، تمام عمق است و عرض آن‌ها از پایین به بالا کاهش می‌یابد. همچنین ترک‌های پاتاق و پایه‌های پل، هنگام بارگذاری به وجود آمده است.



شکل (۴) ترک‌های نخستین در کلید و ترک‌های دومین در پاتاق‌ها که هنگام بارگذاری به وجود آمده است.

بارگذاری استاتیکی در دهانه وسط به درازای ۶ متر، انجام گرفته است. بارگذاری با استفاده از وزنه‌های ۴۰ کیلونیوتنی انجام شده است. در شکل ۲، چگونگی بارگذاری استاتیکی دیده می‌شود. در این آزمایش، افزایش بار، کم‌کم و هر بار، ۲۴۰ کیلونیوتن بوده است. تغییر مکان قائم کلید قوس در هر دفعه افزایش بار، ثبت شده است. شکل (۳) تغییر مکان کلید قوس بر حسب نیرو را نشان می‌دهد که در آزمایش ثبت شده است.



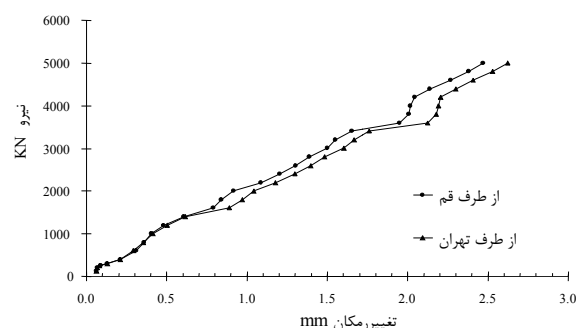
شکل (۲) بارگذاری استاتیکی پل اکبرآباد

۳- مدل‌سازی عددی سازه

۳-۱- مدل اجزاء محدود

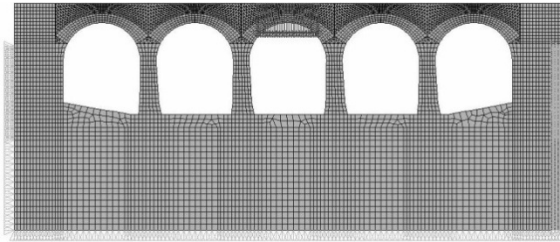
رفتار واقعی سازه به شرایط گیرداری تکیه‌گاه‌ها، ویژگی‌های واقعی مصالح، تغییر ویژگی‌ها در مقاطع گوناگون، اثر تغییر درجه حرارت، اثر خستگی، اندازه و موقعیت ترک‌ها و ... وابسته است. همچنین لازم است رفتار مصالح پرکننده و اندرکنش خاک و پی در نظر گرفته شود. هنگام کار، در نظر گرفتن همه‌ی این ویژگی‌ها به‌گونه‌ای دقیق مقدور نیست. بنابراین به ناچار برخی از آن‌ها، غیر مستقیم وارد مدل می‌شود [۲-۶].

در این بررسی، بخش‌های گوناگون سازه، شامل قوس‌ها، پایه‌ها، دیوارهای کناری و خاک، هماهنگ با وضعیت موجود پل با همه‌ی جزئیات، مدل‌سازی شده

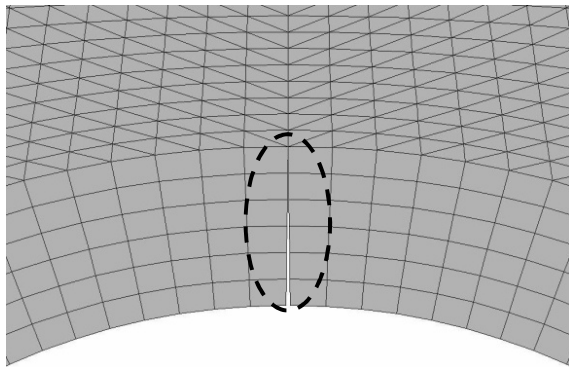


شکل (۳) تغییر مکان عمودی قوس بر حسب نیرو

مدل و پل یکسان شود.



شکل (۷) مدل اجزاء محدود و شرایط مرزی

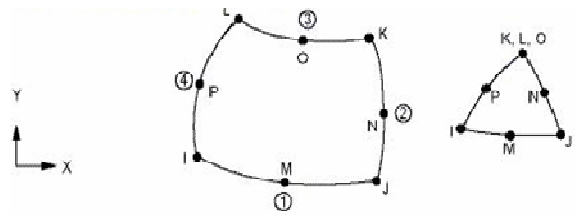


شکل (۸) مدل سازی ترک‌های نخستین در کلید

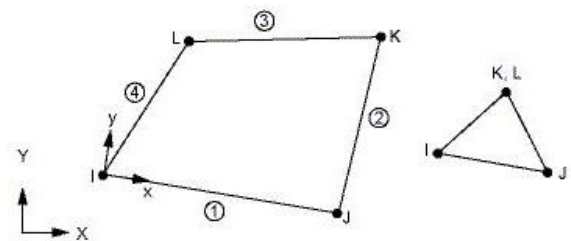
در این پژوهش برای مصالح از مدل الاستوپلاستیک با معیار تسلیم دراگر - پراگر استفاده شده است. با توجه به این‌که مقاومت فشاری بتن از آزمایش کرگیری به دست آمده است، می‌توان پارامترهای ورودی معیار دراگر - پراگر را مستقیم به دست آورد [۹].

با توجه به نتایج بررسی‌های سایر پژوهشگران، برای ارائه یک مدل دقیق همچنین ساده، مدلی با ویژگی‌هایی که گفته خواهد شد، طراحی شد. برای این‌که بتوانیم بار نهایی و نقطه تسلیم این پل را به دست آوریم، از نتایج یک پل مشابه که در نزدیکی پل اکبرآباد (کیلومتر ۲۳) قرار دارد هم استفاده شده است. پل کیلومتر ۲۳، نیز قوسی و از نوع بتنی غیر مسلح است. در این پل، رفتار غیرخطی دیده شد و پل تا مرحله پس از تسلیم، بارگذاری شد. در پل کیلومتر ۲۳، با آغاز رفتار غیر خطی، ترک‌هایی عمیق و پهن به وجود آمده که گویای نقطه تسلیم پل است. همچنین، الگوی

است. با توجه به رفتار دو بعدی این سازه‌ها در اثر بارهای قائم، مدل کرنش مسطح، در نظر گرفته شده و از المان‌های PLANE42 و PLANE82 در نرم‌افزار انسیس استفاده شده است. این المان‌ها در شکل‌های ۵ و ۶ دیده می‌شود. همچنین در جدول ۳ می‌توان ویژگی‌های عددی مدل اجزاء محدود را دید.



شکل (۵) المان PLANE82



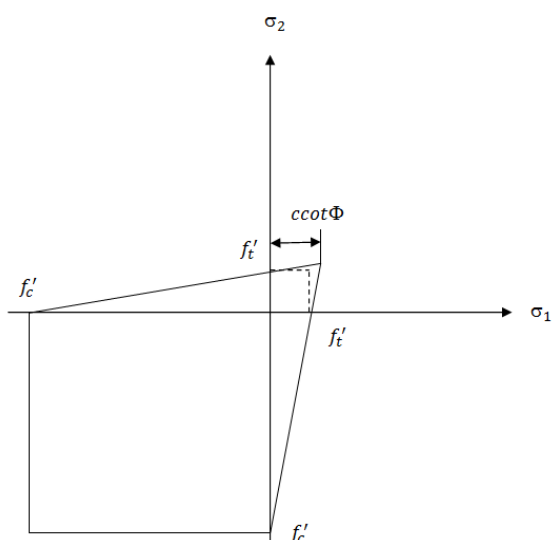
شکل (۶) المان PLANE42

جدول (۳) المان‌های استفاده شده در بخش‌های گوناگون پل

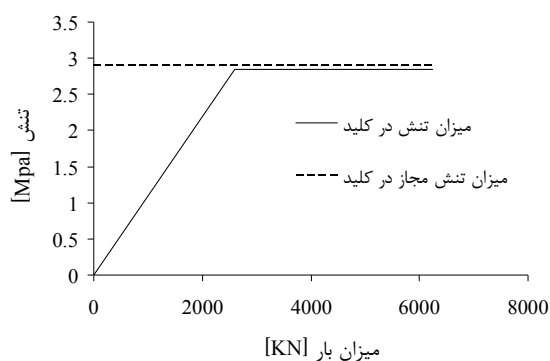
عنوان	نوع المان	تعداد گره‌ها	اندازه المان (متر)
قوس	PLANE82	۸	۰.۲
پایه	PLANE82	۸	۰.۳۵
پرکننده	PLANE82	۶	۰.۳
خاک	PLANE42	۴	۰.۵

شرایط مرزی سازه در شکل ۷ نشان داده شده است. خاک تا عمق ۱۰ متری و پل از روی نقشه مدل‌سازی شده است. ترک‌های نخستین و درز اجرایی به صورت فضای خالی در نظر گرفته شده و در شکل ۸ چگونگی مدل‌سازی آن دیده می‌شود. لازم است گفته شود که مدل اجزاء محدود از کالیبراسیون به دست آمده است، به گونه‌ای که پارامترهای نامعین، چنان تغییر داده شده که تغییر مکان در کلید قوس

افزایش بار، ثابت مانده است.



شکل (۹) معیار تسلیم دراکر - پراگر



شکل (۱۰) میزان تنش در کلید پل کیلومتر ۲۳

برای تعیین سطح تنش تسلیم پل اکبرآباد از روابط و ارزیابی مشابه استفاده می‌کنیم. نتیجه به دست آمده در شکل ۱۱ دیده می‌شود. شکل ۱۱ نشان می‌دهد، سطح تنش در کلید در مرحله تسلیم، $3/5$ مگاپاسکال است. و این مقدار تنش با افزایش بار، ثابت مانده است. حال اگر افزایش مقاومت تسلیم را با افزایش سطح تنش، متناسب فرض کنیم، به ضریب $1/21$ دست خواهیم یافت:

$$\frac{3.5}{2.9} = 1.21$$

ترک‌ها تا مراحل تغییر شکل بزرگ، ثابت ماند و تغییر نکرد و تنها بر شدت ترک خوردگی، عمق و پهنای ترک‌ها اضافه شد [۸ و ۱۰]. در این مقاله سعی می‌شود از آزمون‌های انجام شده روی پل کیلومتر ۲۳ و نتایج آنها برای ارزیابی رفتار پل اکبرآباد استفاده شود.

۳-۲- تعیین مقاومت تسلیم پل

۳-۲-۱- میزان تنش در کلید در مرحله تسلیم

از آنجا که نقطه تسلیم در منحنی نیرو-خیز پل اکبرآباد در آزمایش به دست نیامده است، با الهام از رفتار پل کیلومتر ۲۳، اقدام به تعیین آن شده است. آزمایش روی پل کیلومتر ۲۳ نشان داد که تسلیم پل با ظهور و گسترش ترک‌های عمیق در مقاطع بحرانی قوس، همراه بوده است؛ و ارزیابی این پل آشکار کرد که سطح تنش‌ها در این بخش‌ها، و به ویژه در کلید پل، به اندازه‌ی بحرانی رسیده است. بنابراین با تعیین سطح تنش بحرانی در نقاط ترک‌خوردگی می‌توان مقاومت تسلیم پل اکبرآباد را پیش‌بینی کرد.

فرض می‌شود معیار حاکم بر سطح تنش‌ها برای دو پل مشابه است. پس نخست مقادیر تنش در محل کلید پل کیلومتر ۲۳ تعیین می‌شود. در گام نخست، میزان تنش‌های مجاز و موجود در کلید را با استفاده از معیار دراکر - پراگر را تا نقطه تسلیم، به دست می‌آوریم. سطح تسلیم دراکر - پراگر در حالت دو بعدی در شکل ۹ و تنش‌های موجود و مجاز در کلید پل کیلومتر ۲۳ در شکل ۱۰ دیده می‌شود. باید گفته شد که چون تنش‌های اصلی در راستای ۲ بسیار کوچک‌تر از مقدار مجاز است، برای کنترل پارامترها تنها از تنش‌های اصلی در راستای ۱ استفاده می‌شود.

همان گونه که شکل ۱۱ نشان می‌دهد، سطح تنش در کلید در مرحله تسلیم، $2/9$ مگاپاسکال است. و این مقدار تنش برای بار معادل 2600 کیلونیوتن به وجود آمده و با

۳-۲-۳- مقاومت تسلیم پل اکبرآباد

در پل کیلومتر ۲۳، بار تسلیم مشخص شده و مقدار آن ۶۲۴۰ کیلونیوتن است [۸]. اگر فرض شود که مقاومت تسلیم پل اکبر آباد، با نسبت دو ضریب بالا بزرگ می‌شود، خواهیم داشت:

$$6240 \times 1.21 \times 1.30 = 9790 \text{ KN}$$

بنابراین، مقاومت تسلیم پل اکبرآباد، ۹۷۹۰ کیلونیوتن برآورد می‌شود. در جدول ۴، میزان تنش در نقاط حساس در نقطه تسلیم، برای پل کیلومتر ۲۳ و در جدول ۵، برای پل اکبرآباد آمده است.

جدول (۴) تنش‌های در پل کیلومتر ۲۳ در نقطه تسلیم

عنوان	f_t'	σ_1	σ_2
کلید	۲/۹	۲/۹	۱/۷۵
پاطاق	۲/۹	۳/۵	۰/۶۵
مقطع ترک‌خورده	۲/۹۴	۳/۷	۰/۸

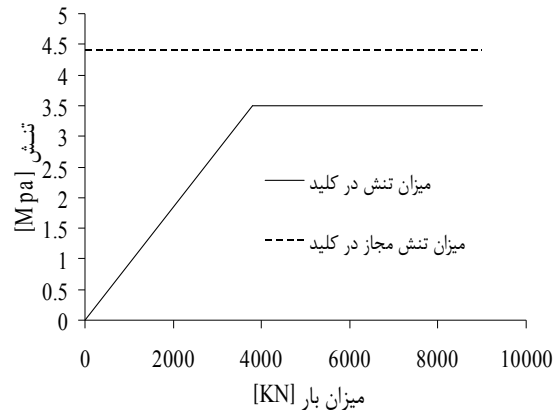
جدول (۵) تنش‌ها در پل اکبرآباد در نقطه تسلیم

عنوان	f_t'	σ_1	σ_2
کلید	۴/۳۹۴	۳/۵	۱/۷۵
پاطاق	۴/۳۹۴	۳	۰/۱
مقطع ترک‌خورده	۳/۹۵۴	۵/۲	۱

بنابراین نقطه متناظر بار ۹۷۹۰ کیلونیوتن و جابه‌جایی قائم (در محل کلید) ۵/۲ میلی‌متر را می‌توان مرحله تسلیم، فرض کرد.

۳-۳- الگوی ترک‌خوردگی در مرحله تسلیم

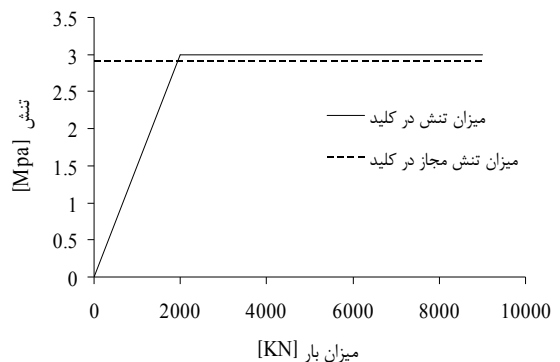
پل اکبرآباد، پیش از آزمایش بارگذاری دارای ترک‌هایی عریض در کلید قوس و درز سازه‌ای بین دهانه‌های کنار داشت. این ترک‌ها، تمام عمق است و عرض آن‌ها از پایین به بالا کاهش می‌یابد. همچنین ترک‌هایی در پاطاق و پایه‌های پل هنگام بارگذاری به وجود آمده است. ظهور ترک‌های



شکل (۱۱) میزان تنش در کلید پل اکبرآباد با مصالح واقعی

۳-۲-۳- اثر سختی پل بر بار تسلیم

برای ارزیابی اثر سختی بر مقاومت تسلیم، فرض می‌شود مصالح دو پل، مشابه است، و منحنی تنش-بار برای پل اکبر آباد دوباره رسم می‌شود، با این تفاوت که مقاومت بتن، مشابه پل کیلومتر ۲۳ فرض شود. نتیجه در شکل ۱۲ نشان دیده می‌شود. نتایج نشان می‌دهد که مقدار تنش در کلید، برای ۲۰۰۰ کیلونیوتن، ثابت مانده است.

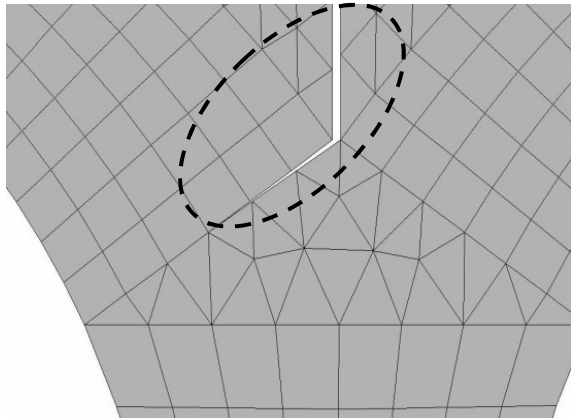


شکل (۱۲) میزان تنش در کلید پل اکبرآباد با مصالح مشابه پل کیلومتر ۲۳

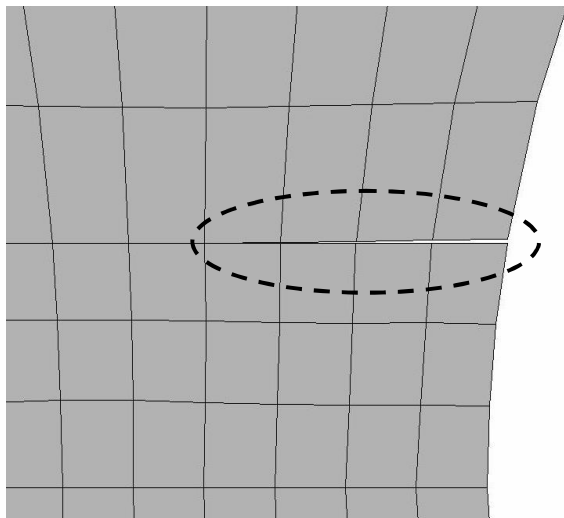
حال اگر افزایش مقاومت پل اکبرآباد را با افزایش بار متناظر با شروع تنش ثابت، متناسب فرض کنیم، به ضریب افزایش مقاومت ۱/۳۰ خواهیم رسید است:

$$\frac{2600}{2000} = 1.30$$

ترک‌های دومین به صورت هندسی (فضای خالی) به مدل اضافه شده است. در این آزمایش، الگوی ترک‌های دومین که هنگام انجام آزمایش اضافه شد، با دقت ثبت شده است. شکل ۱۴ و ۱۵ چگونگی افزودن ترک‌های دومین به مدل را نشان می‌دهد.



شکل (۱۴) مدل‌سازی ترک‌های دومین در پاتاق

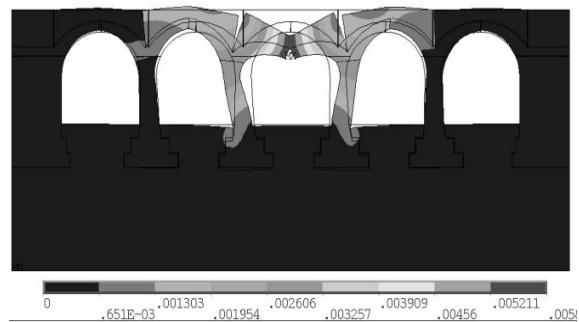


شکل (۱۵) مدل‌سازی ترک‌های دومین در پایه

باید گفته شود که ارزیابی سازه در این مرحله، جدا از مرحله نخست انجام شده است، چرا که امکان ایجاد چنین تغییراتی در مدل و ادامه ارزیابی مرحله نخست وجود نداشت. تغییر شکل اولیه مرحله دوم برابر تغییر شکل انتهایی مرحله نخست (۵/۲ میلی‌متر) در نظر

دومین، هنگام آزمایش، تغییر شکل‌های بزرگ ایجاد نکرده و شروع فاز غیرخطی نشده است، چرا که ترک‌های دومین، پهنا و عمق زیادی ندارند. در شکل ۴ این ترک‌ها را می‌توان دید. تجربه آزمون پل کیلومتر ۲۳ نشان داد که با عمیق شدن و گسترش همین ترک‌ها و بدون آن‌که الگوی ترک‌خوردگی تغییر یابد، رفتار غیرخطی و تسلیم پل شکل می‌گیرد [۸]. در این پژوهش، فرض شده که رفتار غیرخطی با عمیق شدن و گسترش همین ترک‌ها به وجود می‌آید.

تغییر شکل کلی سازه و بزرگی تنش‌ها در مرحله تسلیم سازه در شکل ۱۳ دیده می‌شود. آن‌گونه که دیده می‌شود، در این مرحله، در برخی مناطق، مفصل پلاستیک تشکیل شده که آغاز تغییر شکل‌های بزرگ است. این مناطق عبارت است از وسط دهانه (کلید) و دو پاتاق قوس.

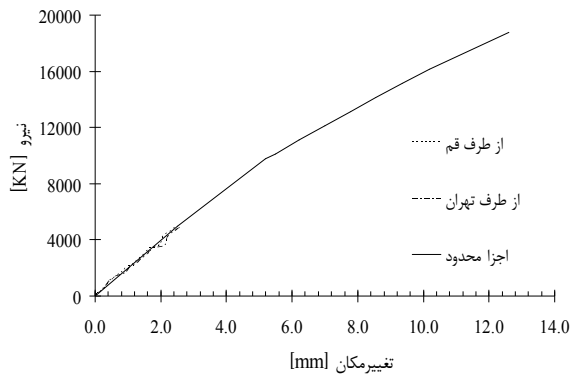


شکل (۱۳) تغییر شکل سازه در مرحله نخست

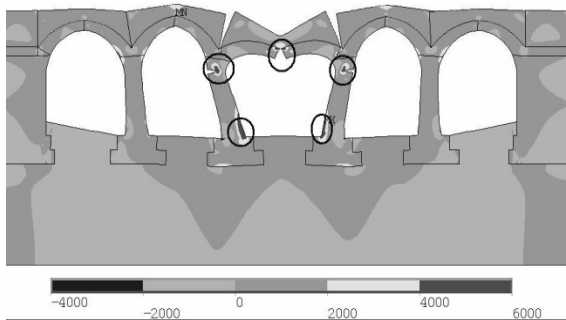
۴- شبیه‌سازی پاسخ پس از مرحله تسلیم

هنگام آزمایش، دیده شد که پیش از مرحله تسلیم، ترک‌های ریزی در سازه پدیدار شده است. همان‌گونه که گفته شد، فرض بر این است که با عمیق شدن و گسترش همین ترک‌ها، فاز غیرخطی و تغییر شکل‌های بزرگ آغاز شده و مرحله تسلیم پل در بار ۹۷۹۰ کیلونیوتن شکل گرفته است. ترک‌های جدید که در این مرحله به پل اضافه شده در شکل ۳ دیده می‌شود. برای به هنگام‌سازی مدل عددی در مرحله دوم،

در شکل ۱۷، منحنی پاسخ پل تا بار نهایی، همراه نتایج آزمون میدانی، آمده است. دیده می‌شود که منحنی، هماهنگی خوبی با نتایج آزمون دارد.



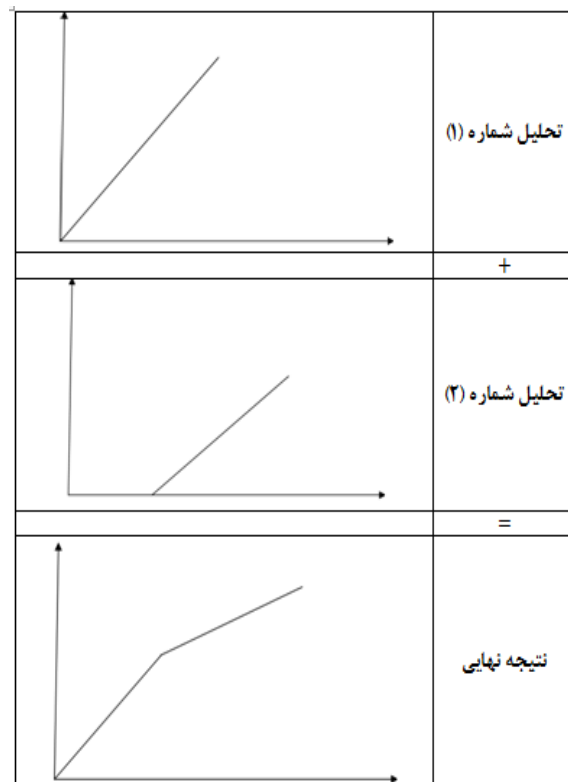
شکل (۱۷) منحنی نیرو - تغییر مکان قائم سازه تا بار نهایی



شکل (۱۸) میزان تنش و تشکیل سازگار در حالت نهایی

در شکل ۱۸ تغییر شکل‌ها در پل در حالت نهایی (بار بیشینه) دیده می‌شود. این شکل نشان می‌دهد که پنج ناحیه مفصل پلاستیک در پل پدیدار شده است. این پنج ناحیه عبارت است از کلید قوس، دو پای طاق و دو پایه پل. تغییر نکردن الگوی ترک‌خوردگی در مدل عددی تا مرحله نهایی با این واقعیت که الگوی ترک‌خوردگی با افزایش میزان بار، تغییر نمی‌کند و تنها بر شدت ترک خوردگی اضافه می‌شود، توجیه شدنی است و در پل ۲۳ کیلومتر، درستی این ایده تأیید شده است. می‌توان نتیجه گرفت که الگوی به دست آمده برای تشکیل مفاصل و منحنی بار-تغییر شکل قابل اطمینان است و مقاومت نهایی پل، حدود ۱۸۷۹۰

گرفته شده است تا سازگاری تغییر شکل‌ها بین دو مرحله، حفظ شود؛ ولی نیروی وارد شده برابر فزونی مقدار نسبت به نیرو در انتهای مرحله نخست (۹۷۹۰ کیلونیوتن) وارد شده، تا فزونی تغییر شکل ناشی از کاهش سختی (حاصل از ترک‌های دومین) محاسبه شود. بدین ترتیب، پاسخ کلی، عبارت خواهد بود از مجموع مختصات دو منحنی در مرحله نخست و دوم که در شکل ۱۶ دیده می‌شود.



شکل (۱۶) شبیه‌سازی پاسخ پل در دو مرحله پیش و پس از تسلیم (طرحواره)

۵- به دست آوردن بار نهایی سازه

پس از افزودن ترک‌های دومین به مدل عددی، بدون تغییر سایر ویژگی‌های پل در مرحله نخست، مرحله دوم بارگذاری شروع شد و تا رسیدن به بار بیشینه ادامه یافت. ویژگی‌های هندسی و مکانیکی مدل در جدول ۶ آمده است.

کیلونیوتن برآورد می‌شود.

[۲] یزدانی، م، معرفت، م ص؛ "تحلیل غیر خطی یک پل

قوسی بتنی غیرمسلح دو دهانه بیست متری تحت اثر

بارهای استاتیکی" نهمین کنگره بین‌المللی مهندسی

عمران، دانشگاه صنعتی اصفهان، اردیبهشت ۱۳۹۱.

[3] Brencich, A., Sabia, D., "Experimental identification of a multi-span masonry bridge: The Tanaro Bridge", Construction and Building Materials, vol. 22, 2008, pp. 2087 – 2099.

[4] Chen, W.F.; Plasticity In Reinforced Concrete, New York, McGraw-Hill, 1982.

[5] Drosopoulos, G.A., Stavroulakis, G.E., Massalas, C.V., "Influence of geometry and the abutment movement on the collapse of stone arch bridges", Construction and Building Materials, vol. 22, 2008, pp. 200 – 210.

[6] Drosopoulos, G.A., Stavroulakis, G.E., Massalas, C.V., "Limit analysis of a single span Masonry Bridge with unilateral frictional contact interfaces", Engineering Structures, vol. 28, 2006, pp. 1864 – 1873.

[7] Fanning, P.J., Boothby, T.E., "Three-dimensional modeling and full-scale testing of stone arch bridges", Computers and Structures, Vol. 79, 2001, pp. 2645 – 2662.

[8] Frunzio, G., Monaco, M., Gesualdo, A., "3D F.E.M analysis of a Roman arch bridge. Historical Construction", P.B Lourenco, P. Roca, 2001.

[9] Hatzigeorgiou, G.D., Beskos, D.E., Teodorakopoulos, D.D., Sfakianakis, M., "Static and Dynamic Analysis Of The ARTA Bridge By Finite Elements", Facta Universities, Architecture and Civil Engineering, Vol. 2. N. 1, 1999, pp. 41 – 51.

[10] Lourenco, P.B., "Analysis of historical construction: From thrust-line to advanced simulation", Historical Construction, P.B Lourenco, P. Roca, 2001.

[11] Marefat, M. S., Ghahremani-Gargary, E., Ataei, Sh., "Load test of a plain concrete arch railway bridge of 20-m span", Construction and building materials, Vol.18, 2004, pp. 661 – 667.

[12] Page, J.; Masonry Arch bridges, TRL state of the art review, London, HMSO, 1993.

جدول (۶) ویژگی‌های نهایی اعضای سازه‌ای

عنوان	مدول الاستیسیته (GPa)	ضریب پواسون	وزن ویژه (Kg/m^3)	ضریب چسبندگی (MPa)	زاویه اصطکاک (درجه)
قوس	۲۴/۹	۰/۱۶۷۶	۲۲۹۰	۶/۵۹۱	۵۳
پایه	۳۶/۵	۰/۱۸۰۸	۲۲۵۰	۵/۶۱۷	۵۱/۲
پرکننده	۱۰/۹	۰/۲۸۸۳	۲۲۱۷	۱/۹۱۵	۳۶/۵
خاک	۷	۰/۳۳	۲۰۰۰	۱	۳۰

۶- خلاصه و جمع‌بندی

در این مقاله، نتایج مدل‌سازی عددی برای تعیین بار بیشینه سازه برای یک پل قوسی بتنی غیرمسلح با پنج دهانه شش متری ارائه شده است. پل اکبرآباد که در کیلومتر ۲۴ راه‌آهن قدیم تهران - قم قرار دارد، پیش‌تر، آزمایش بارگذاری شده و ویژگی‌های مهمی در آن مشخص شد؛ با این وجود، محدودیت‌های میدانی و عملیاتی، امکان بارگذاری پل تا حد نهایی و تعیین بیشینه ظرفیت باربری نبود. در این مقاله سعی شد با استفاده از نتایج دو آزمایش میدانی و با کمک مدل‌سازی، مقاومت بیشینه و پاسخ غیرخطی تا بار نهایی، پیش‌بینی شود. برای این کار، الگوی ترک‌های پدیدار شده در آزمون در هر مرحله، در مدل وارد شده و منحنی نیرو-تغییر شکل با نتایج آزمون هماهنگ شده است. بنابراین، مقاومت بیشینه پل، حدود ۱۸۷۹۰ کیلونیوتن به دست آمده و تخریب سازه با تشکیل پنج ناحیه مفصل در کلید، دو پاتاق، و دو پایه قوس، همراه شده است.

۷- مراجع

[۱] معرفت، م ص، عطایی، ش، قهرمانی گرگری، الف؛

"آزمایش استاتیکی و دینامیک پل قوسی بتنی اکبرآباد"،

نشریه دانشکده فنی، ش ۱، از ص ۱۳ تا ۲۵. ۱۳۸۲