



دانشگاه صنعتی امیر کبیر

(پلی تکنیک تهران)

دوره چهل و شش، شماره ۲، زمستان ۱۳۹۳، صفحه ۴۷ تا ۵۶
Vol. 46, No. 2, Winter 2014, pp. 47- 56



نشریه علمی - پژوهشی امیرکبیر (مهندسی عمران و محیط زیست)

Amirkabir Journal of Science & Research (Civil & Environmental Engineering)
(AJSR - CEE)

برآورد مقاومت نهایی یک پل قوسی بتنی غیرمسلح بر پایه نتایج محدود از آزمایش بارگذاری

محمد صادق معرفت^{۱*}، مهدی یزدانی^۲، شروان عطایی^۳

۱- استاد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تهران

۲- کارشناسی ارشد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تهران

۳- استادیار، دانشکده راه آهن، دانشگاه علم و صنعت

(دریافت ۱۳۹۰/۴/۲۰، پذیرش ۱۳۹۲/۳/۱۸)

چکیده

آزمایش بارگذاری پل کیلومتر ۲۳ راه آهن قدیم تهران - قم، مشخصات مهمی نظیر سختی اولیه، مقاومت تسلیم، الگوی ترک-خوردگی و مراحل اولیه پاسخ غیرخطی را به نمایش گذاشت. با این وجود، بدلیل محدودیت‌های میدانی، امکان بارگذاری پل تا حد نهایی میسر نشد. در این مقاله سعی شده است تا با استفاده از نتایج محدود آزمایش میدانی و به کمک مدلسازی اجزای محدود، پاسخ غیرخطی پل تا بار نهایی پیش‌بینی شود. به همین منظور، الگوی ترک‌های دیده شده در آزمایش به مدل عددی اعمال شده و منحنی نیرو - تغییرشکل با نتایج آزمایش تطبیق داده شده است و در ادامه حداکثر مقاومت پل تحت اثر بارهای استاتیکی تعیین شده و مکانیسم تخریب پل که شامل ایجاد چهار ناحیه مفصل در قوس است، به دست آمده است.

کلمات کلیدی

پل قوسی بتنی غیرمسلح، مدلسازی اجزای محدود، اعمال الگوی ترک، تحلیل غیرخطی، تخمین بار نهایی.

* نویسنده مسئول وعهده دار مکاتبات Email: mmarefat@ut.ac.ir

۱- مقدمه

ارزیابی مقاومت باقیمانده پل‌های قوسی بنایی از مباحث مورد توجه مهندسان و محققان در سالیان اخیر بوده است. در این ارزیابی، نیاز به مدلسازی دقیق رفتار سازه است، اما پیچیدگی موجود در رفتار آنها، انجام آزمایش‌های میدانی را ضروری ساخته است. با استفاده از این آزمایش‌ها، امکان مدلسازی عددی قابل اعتماد فراهم شده و مطالعه رفتار این سازه‌ها امکان‌پذیر شده است.

مطالعه رفتار پل‌های قوسی با مصالح بنایی، سابقه دیرینه در نقاط مختلف جهان دارد. از اولین محققین در این زمینه می‌توان به پیپارد [۱] و هیمن [۲] اشاره نمود. نتیجه نظریه‌ی پیپارد روش معروف نیمه تجربی مکزه [۳] و نتیجه نظریه‌ی هیمن، روش مکانیزم [۴] بوده است [۱]. اولین کاربرد تحلیل قوس‌ها با مصالح بنایی با استفاده از روش اجزای محدود توسط تولر [۵] انجام شد. تولر نتایج تحقیق و مدلسازی خود را با کارهای آزمایشگاهی مقایسه نمود. در مدل او هیچ عملکرد تماسی بین قوس و مصالح پرکننده در نظر گرفته نشد، بنابراین کریسفیلد [۶] نشان داد با این شرایط روش اجزای محدود منجر به بار گسیختگی کمتری نسبت به روش مکانیزم می‌شود، و برای رفع این مشکل، فترهایی با رفتار غیرخطی برای شبیه‌سازی مقاومت جانبی مصالح پرکننده در نظر گرفت. مطالعات تولر بر اساس المان تیر مستقیم [۷] بود، راف [۸] کار تولر را ادامه داد و از المان‌های تیر خمیده [۹] استفاده کرد، چو [۱۰] نیز در ادامه کار تولر از المان‌های تیر مخروطی [۱۱] استفاده کرد و فرض کرد قوس هیچ مقاومت فشاری ندارد [۱۱]. از محققین دیگر لورنسو [۱۲] می‌باشد. وی از جمله کسانی است که بر تحلیل غیرخطی تاکید دارد. لورنسو حل این مسائل را بطور کلی به سه دسته تقسیم نموده است: حالت الاستیک، حالت غیرالاستیک و حالت پلاستیک. مطالعات او نشان داد که نتایج تحلیل در حالت الاستیک قابل اطمینان نیست [۱۲]. از محققین دیگر هاتزیگریگو [۱۳] است، این محقق پل آرتا [۱۴] را مورد بررسی قرار داد. وی رفتار پل را به صورت تنش مسطح در نظر گرفته و تحت بارهای استاتیکی و دینامیکی بررسی کرد. او با فرض مصالح خطی و غیرخطی نتایج را با هم مقایسه کرده و پل قوسی بنایی را تحلیل تاریخچه‌زمانی نموده است [۱۳]. فانینگ [۱۵] در سال ۲۰۰۱ آزمایش‌های میدانی زیادی روی پل‌های بنایی انجام داده و مدل‌های اجزای محدود خود را با آنها مقایسه کرده است. او با ارائه یک مدل سه بعدی، پیشنهادهایی را در نحوه مدلسازی ارائه کرده است. وی معتقد است که شکل و مقطع قوس و هم-چنین دیوارهای پیشانی به عنوان عناصر سازه‌ای پل، تاثیر مهمی در رفتار سه بعدی سازه دارند [۱۴]. از دیگر محققین که می‌توان به آن اشاره کرد، فروزیو [۱۶] است، وی و همکارانش یک پل

قدیمی را که بر اثر خوردگی آسیب دیده بود، تحت اثر بار مرده مورد بررسی قرار دادند و با توجه به تنش‌های بدست آمده نتیجه گرفتند که خوردگی باعث خرابی پل نشده است [۵]. از دیگر محققین دروس پولوس [۱۷] می‌باشد. وی در مدل خود از مدل تماسی استفاده کرد تا رفتار غیرخطی سازه در محاسبات وارد شود، دروس پولوس هیچگونه مقاومت کششی برای مصالح در نظر نگرفته است [۱۶]. از دیگر محققین آنتونیو برنسیج [۱۸] است. این محقق پل تانارو [۱۹] را در ایتالیا تحلیل کرده است، وی رابطه‌ای بین مدول الاستیسیته و مقاومت فشاری، برای مصالح پل پیشنهاد کرده است. وی هم‌چنین با انجام یک آزمایش دینامیکی مشخصات دینامیکی سازه را بدست آورد. وی از مدل ارتجائی خطی برای بارهای سرویس استفاده کرده است [۱۷]. هم‌چنین دروس پولوس در یک پژوهش دیگر همراه با همکارانش اثر نشست‌های تکیه‌گاهی را مورد بررسی قرار داده است [۱۸].

پل‌های قوسی بنایی را وابسته به نوع مصالحشان، می‌توان به سه دسته تقسیم‌بندی نمود: پل‌های قوسی آجری، پل‌های قوسی سنگی و پل‌های قوسی بتنی غیرمسلح. در زمینه پل‌های قوسی آجری و سنگی تحقیقات گسترده‌ای انجام شده است. اگرچه محققین این زمینه هنوز به روشی جامع و واحد برای تحلیل این سازه‌ها نرسیده‌اند، اما تا حدود زیادی رفتار این سازه‌ها مورد ارزیابی قرار گرفته است [۸] - [۱۱]. اما در مورد پل‌های قوسی بتنی غیرمسلح با توجه به تعداد انگشت‌شمار آزمایش‌های میدانی، در این زمینه تحقیقات چندان زیادی انجام نشده است [۹].

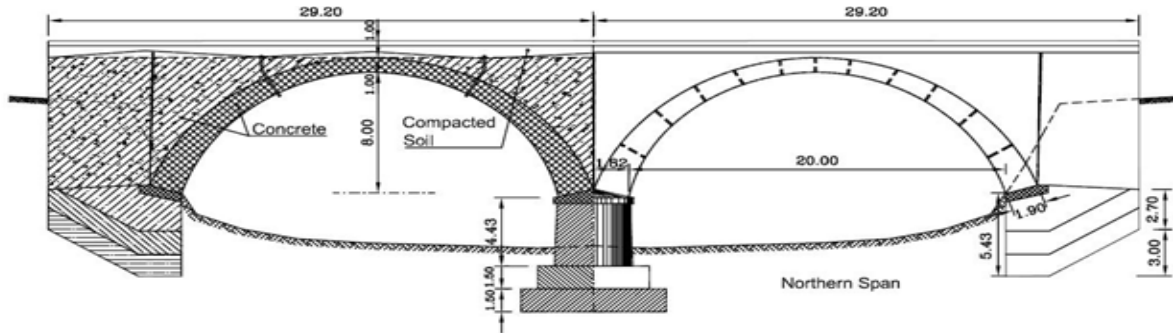
در یک مطالعه میدانی مفصل، یک پل قوسی بتنی غیرمسلح در مسیر راه‌آهن تهران - قم تحت آزمایش بارگذاری قرار گرفته است. این پل از دو دهانه ۲۰ متری تشکیل شده و بیش از ۷۰ سال از عمر آن می‌گذرد. مشخصات مهمی از پل مانند سختی اولیه، حد رفتار خطی، بخش اولیه پاسخ غیرخطی، الگوی ترک-خوردگی، و مکانیزم‌های حاکم بر رفتار سازه در این آزمایش مشخص شده است [۹]، اما به دلیل محدودیت‌های میدانی و عملیاتی، امکان بارگذاری پل تا حد نهایی و تعیین حداکثر ظرفیت پل میسر نگردیده است. در مقاله حاضر سعی شده است تا با کمک نتایج به دست آمده از آزمایش میدانی، مقاومت بیشینه پل تخمین زده شود، و منحنی بار-تغییرشکل تا بار نهایی ترسیم شد.

۲- مشخصات پل مورد آزمایش

این پل در کیلومتر ۲۳ راه‌آهن قدیم تهران - قم واقع شده است و دارای دو دهانه ۲۰ متری است. سازه پل از نوع قوسی بتنی غیرمسلح است و بیش از ۷۰ سال از ساخت آن می‌گذرد. در این پل ترک‌های اولیه‌ای به ضخامت ۱ الی ۳ سانتی‌متر در

هندسی اجزای پل گفته شده در شکل (۱) نشان داده شده و در جدول (۱) درج گردیده است. مشخصات مکانیکی مصالح با استفاده از آزمایش کرگیری بدست آمده و در جدول (۲) ارائه شده است.

کلید هر دو قوس و دو طرف پاتلاق میانی قوس، بصورت عمیق دیده شده است که پهنای آنها از سطح به عمق کاهش یافته و در نیمه بالایی ضخامت قوس، بسته به نظر می‌رسند. هم‌چنین آثار دیگر تخریب نظیر خوردگی در سازه دیده نشده است. مشخصات



شکل (۱): نمای پل قوسی کیلومتر ۲۳ راه آهن تهران-قم

جدول (۱): مشخصات هندسی پل

موقعیت پل	تعداد دهانه	طول دهانه (متر)	شکل قوس	ضخامت کلید (متر)	ضخامت پاتلاق (متر)	عرض قوس (متر)	ارتفاع پل (متر)	ضخامت دیوار پیشانی (متر)
کیلومتر ۲۳	۲	۲۰	قسمتی از دایره	۱	۱/۹	۳/۹	۱۲	۱

جدول (۲): مشخصات بتن بدست آمده از آزمایش کرگیری

عنوان	مقاومت فشاری بتن (MPa)	مدول الاستیسیته (GPa)	وزن مخصوص (kg/m^3)
بتن پرکننده	۱۷/۶	۲۰/۲	۲۳۰۰
قوس	۱۷/۳	۱۷	۲۲۸۰
پایه	۲۷/۹	۳۷/۳	۲۳۵۰



شکل (۲): بارگذاری استاتیکی پل کیلومتر ۲۳

۳- آزمایش بارگذاری استاتیکی

در این آزمایش، بارگذاری فقط روی یک دهانه، دهانه سمت تهران (شمالی)، انجام شده و بارگذاری با استفاده از وزنه‌های ۴۰ کیلونیوتنی انجام شده است. در شکل (۲) نحوه بارگذاری استاتیکی نشان داده شده است. به طوری که دیده می‌شود، افزایش بار به صورت تدریجی صورت گرفته و در هر گام افزایش بار، به میزان ۲۴۰ کیلونیوتن، بوده است. در این آزمایش تغییرمکان کلید قوس و بازشدگی ترک کلید، ثبت گردیده است. شکل (۳) تغییرمکان قائم کلید را به ازای تغییرات نیرو نشان می‌دهد.

۴- مدل‌سازی عددی سازه

رفتار واقعی سازه به شرایط گیرداری تکیه‌گاه‌ها، خواص واقعی مصالح، تغییر خواص در مقاطع مختلف، اثر تغییر درجه حرارت، اثر خستگی، اندازه و موقعیت ترک‌ها و غیره بستگی دارد. هم‌چنین لازم است که اثر رفتار مصالح پرکننده و اندرکنش خاک و پی مد نظر قرار گیرد. در عمل، اعمال تمامی این ویژگی‌ها بصورت دقیق امکان‌پذیر نیست. از اینرو به ناچار برخی از عوامل بالا به صورت غیرمستقیم و با انجام عملیات به‌هنگام‌سازی وارد مدل می‌شوند [۸] - [۱].

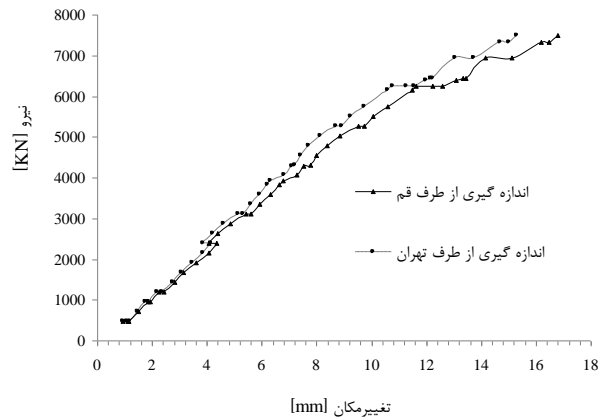
در این مطالعه، اجزای مختلف سازه، شامل قوس‌ها، پایه‌ها، دیوارهای جانبی و خاک تا عمق ۱۰ متری مدل‌سازی شده است. مطابق با وضعیت موجود، پل با تمام جزئیات و مطابق با نقشه‌های موجود مدل‌سازی گردیده است. با توجه به رفتار اغلب دو بعدی پل‌های قوسی تحت اثر بارهای قائم، مدل اجزای محدود از نوع کرنش مسطح در نظر گرفته شده است، به همین منظور از المان‌های مسطح چهار و هشت گره‌ای در نرم‌افزار انسیس استفاده شده است. این المان‌ها در شکل (۵) و (۶) نشان داده شده‌اند. نحوه انتخاب المان‌ها با توجه به هندسه سازه تعیین گردیده است به طوری که جاهایی که دارای هندسه پیچیده‌تری هستند از المان‌های مرتبه بالاتری استفاده گردیده است. المان‌های مورد استفاده در قسمت‌های مختلف پل در جدول (۳) آمده است. شرایط مرزی سازه در شکل (۷) نشان داده شده است.

جدول (۳): المان‌های مورد استفاده در قسمت‌های مختلف پل

عنوان	نوع المان	تعداد گره‌ها	اندازه المان (متر)
قوس	PLANE82	۸	۰.۳
پایه	PLANE82	۸	۰.۶
پرکننده	PLANE82	۶	۰.۵
خاک	PLANE42	۴	۰.۸

برای مصالح از مدل الاستو پلاستیک با معیار تسلیم دراکر - پراگر استفاده شده است. با توجه به اینکه مقاومت فشاری بتن از آزمایش کربیری بدست آمده است، می‌توان عوامل ورودی معیار دراکر - پراگر را به طور مستقیم بدست آورد [۱۰]. برای تعیین ضریب پواسون نیز از رابطه (۱) استفاده شده است [۴].

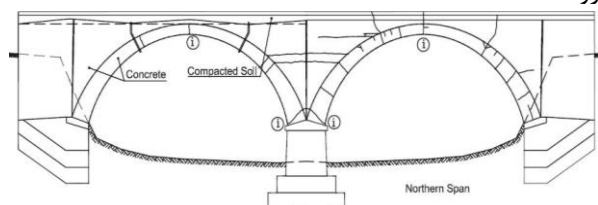
$$\nu = \frac{1 - \sin \phi}{2 - \sin \phi} \quad (1)$$



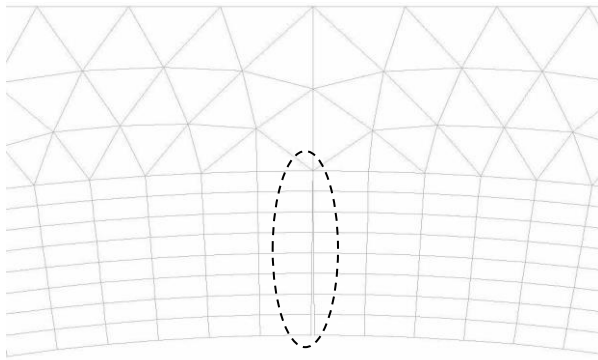
شکل (۳): تغییر مکان عمودی کلید قوس در طول بارگذاری

در این آزمایش تا بار ۴۰۰۰ کیلو نیوتن هیچگونه ترک جدیدی در سازه دیده نشده است، اما از این مرحله به بعد یکسری ترک‌های موئینه، در حوالی ترک‌های اولیه در پلاطین‌ها، پدیدار شده و ترک‌های اولیه نیز عمیق‌تر شده‌اند. اما شیب منحنی نیرو-تغییر مکان، شکل (۳)، تا بار ۶۲۴۰ کیلو نیوتن کمابیش ثابت مانده است. در این مرحله، تغییر شکل‌های بزرگ شروع شده و سختی سازه به طور محسوسی کاهش یافته است. بارگذاری تا بار ۷۲۸۰ کیلو نیوتن ادامه یافته و به علت عدم امکان بارگذاری بیشتر، آزمایش متوقف شده و تا حد تخریب ادامه نیافته است. اگرچه میزان بار آزمایش خیلی بیشتر از بار سرویس پل است، اما مقاومت نهایی پل به عنوان یک سؤال هم‌چنان باقی مانده است. تعیین بار نهایی به ویژه برای شناخت رفتار اینگونه پل‌ها اهمیت دارد.

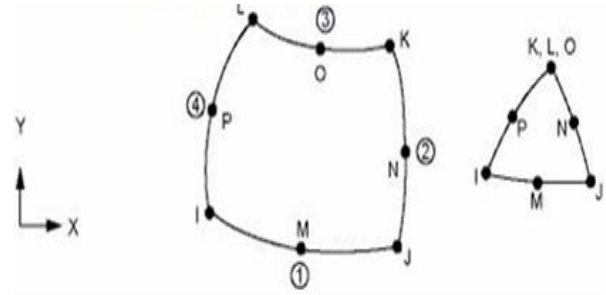
همانطور که گفته شد، پل قبل از انجام بارگذاری دارای ترک‌های تا حدودی عریض در کلید قوس‌ها و پلاطین میانی بوده است. در طول بارگذاری، ترک‌های ثانویه‌ای در پل به وجود آمده است که اغلب در دهانه شمالی متمرکز بوده و در حوالی دو پلاطین در طرفین قوس، و در حدود یک سوم میانی قوس پدیدار شده‌اند. در شکل (۴) ترک‌های اولیه و ثانویه در پل نشان داده شده است. گفتنی است که الگوی ترک خوردگی، پس از ایجاد ترک‌های ثانوی و شروع پاسخ غیرخطی، ثابت مانده و تا پایان آزمایش تغییری ننموده است، هرچند، با افزایش بار بر پهنا و عمق ترک‌ها افزوده شده است.



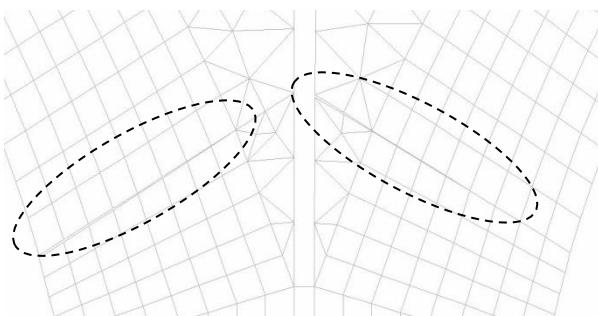
شکل (۴): الگوی ترک خوردگی در پل، ترک‌های اولیه با ۱ نشان داده شده است. سایر ترک‌ها در حین بارگذاری اضافه شده‌اند.



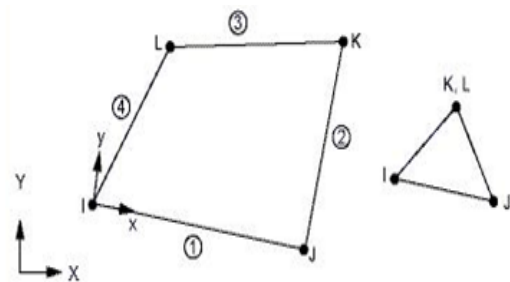
شکل (۸): مدلسازی ترک اولیه در کلید قوس



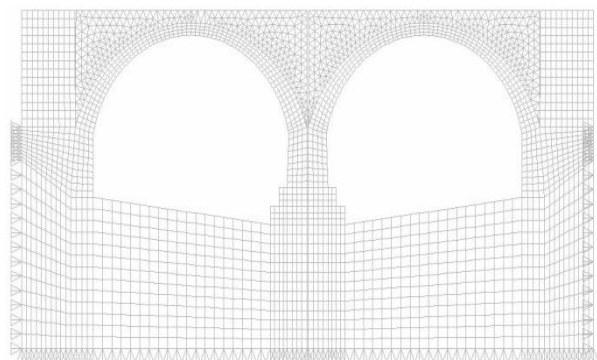
شکل (۵): المان PLANE82



شکل (۹): مدلسازی درز سازه‌ای و ترک‌های اولیه در پاتاق



شکل (۶): المان PLANE42

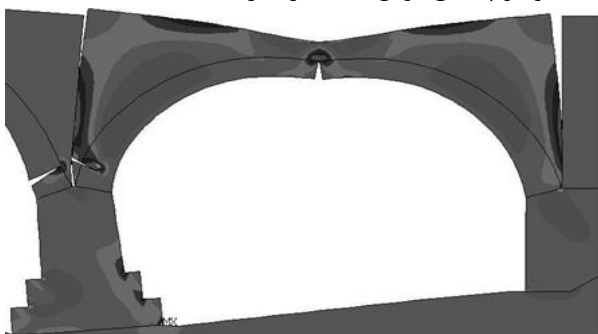


شکل (۷): مدل اجزای محدود و شرایط مرزی

تغییر شکل کلی سازه همراه با توزیع تنش‌ها در انتهای مرحله اول تحلیل (حد تسلیم مفروض) در شکل (۱۰) نشان داده شده است.

در مرحله اول تحلیل پارامترهای نامعین از جمله شرایط مرزی و سختی خاک آنچنان تغییر داده شده‌اند که تغییر مکان در نقطه تسلیم مدل و آزمایش یکسان شود.

به طوری که دیده می‌شود، در این مرحله، در تعدادی از مناطق مفصل پلاستیک تشکیل شده که آغاز تغییر شکل‌های بزرگ را سبب شده است. این مناطق عبارتند از وسط دهانه (کلید) و دو پا طاق قوس تحت بارگذاری.

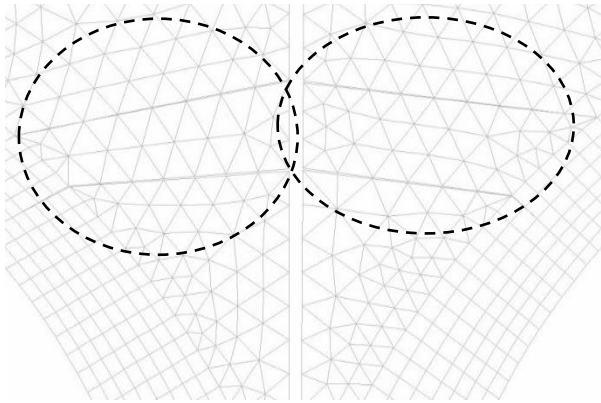


شکل (۱۰): تغییر شکل سازه و توزیع تنش در قوس در حد تسلیم (پایان مرحله اول تحلیل)

۵- شبیه‌سازی پاسخ اولیه تا مرحله تسلیم

با توجه به اطلاعات موجود از آزمایش بارگذاری و شکل (۳)، فرض شده است که رفتار پل تا بار ۶۲۴۰ کیلونیوتن با یک سختی کمابیش ثابت پیش رفته و به رفتار خطی نزدیک است. اما بعد از این مرحله و با افزایش بار، شیب پاسخ به طور قابل ملاحظه‌ای کاهش یافته و سختی به طور محسوس کاهش می‌یابد. بدین ترتیب نقطه متناظر با بار ۶۲۴۰ کیلونیوتن و جابه‌جایی قائم ۱۲ میلی‌متر را می‌توان حد تسلیم فرض نمود.

برای اعمال شرایط واقعی پل، ترک‌های موجود در سازه به دقت برداشته شده و به صورت فضای خالی در مدل اعمال شده است. نحوه مدلسازی ترک‌های اولیه و درزها در شکل (۸) و (۹) نشان داده شده است.



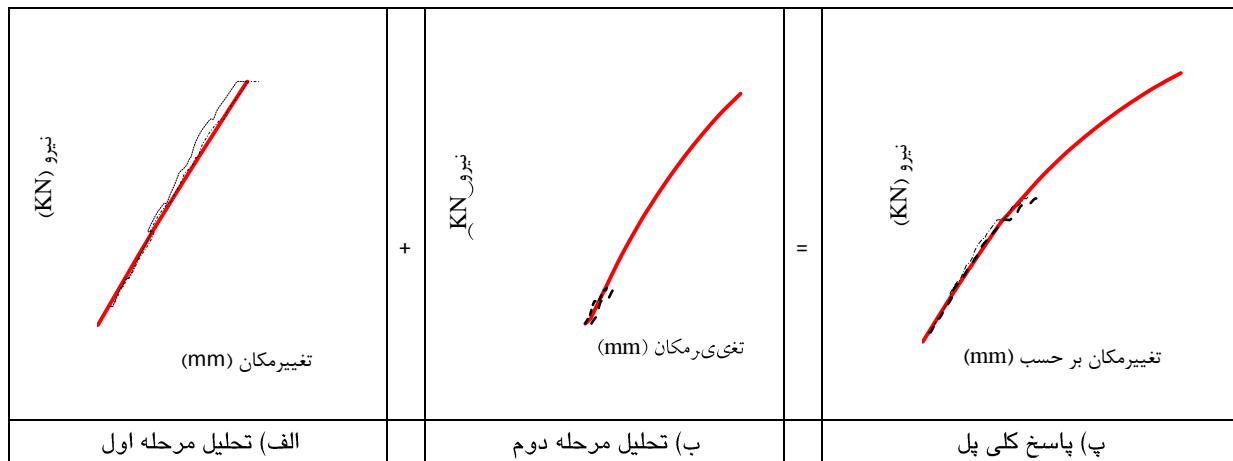
شکل (۱۱): افزودن ترک های ثانوی به مدل عددی در قسمت های بالایی و میانی درز سازه ای

نکته قابل ذکر آن است که تحلیل سازه در این مرحله به صورت جدا از مرحله اول انجام شده است، چرا که امکان افزودن ترک در مدل و ادامه تحلیل، توسط نرم افزار وجود نداشته است. برای این منظور، تغییرشکل اولیه مرحله دوم برابر تغییرشکل انتهایی مرحله اول (۱۲ میلی متر) در نظر گرفته شده است تا سازگاری تغییرشکل ها بین دو مرحله حفظ شود. بدین ترتیب، پاسخ کلی عبارت خواهد بود از مجموع مختصات دو منحنی در مرحله اول و دوم. این موضوع در شکل (۱۲) نشان داده شده است. در شکل (۱۳) تمامی مراحل تحلیل نشان داده شده است.

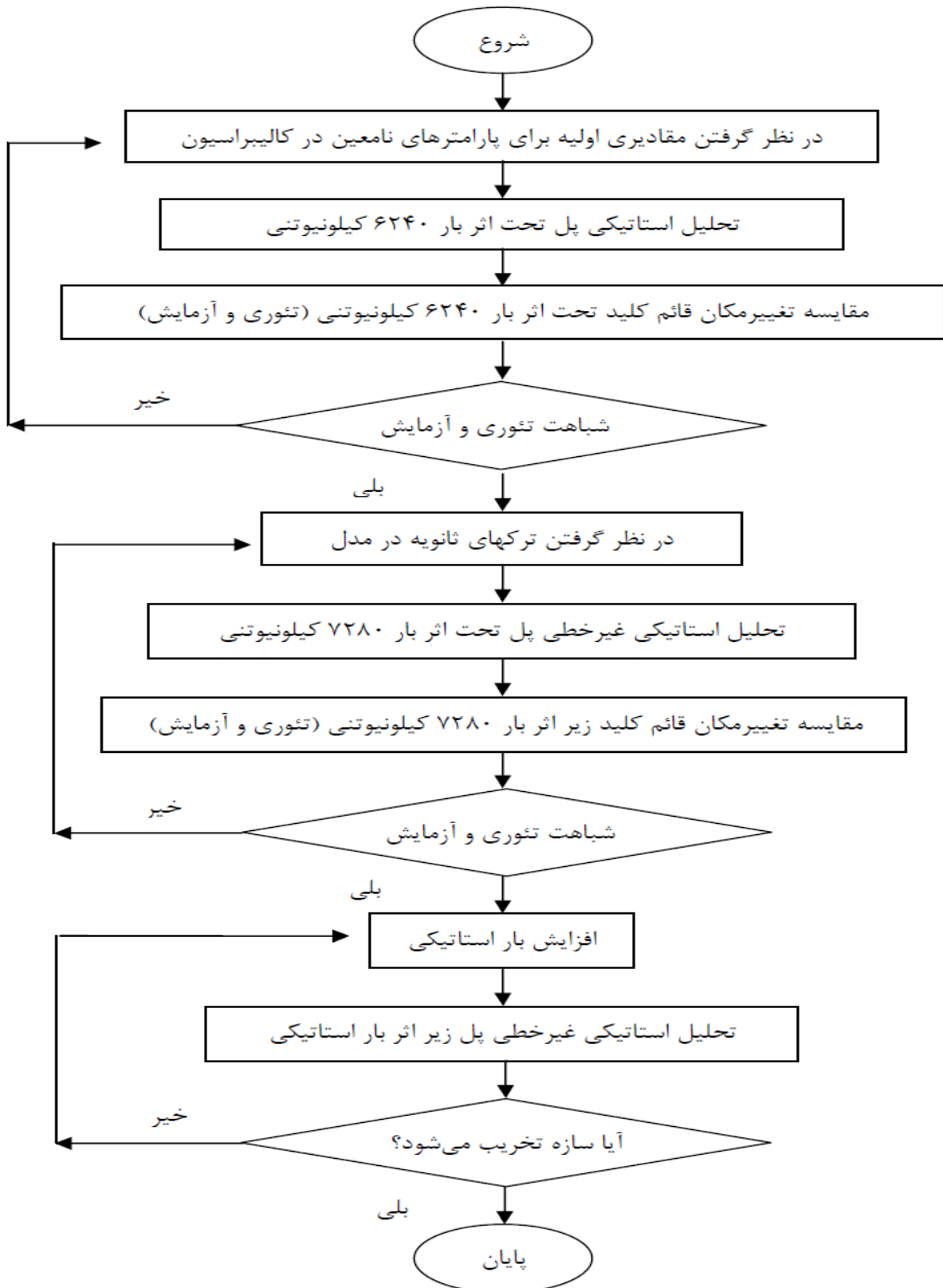
۶- شبیه سازی پاسخ پل پس از مرحله تسلیم

مشاهدات حین بارگذاری نشان داده اند که از بار ۴۰۰۰ کیلونیوتن به بعد ترک های ریزی در سازه پدیدار شده است و این ترک ها در بار ۶۲۴۰ کیلونیوتن عمیق، عریض و گسترده شده اند، به طوری که در این مرحله تغییرشکل های بزرگ در پل آغاز شده و سختی به طور چشمگیری کاهش یافته است. برای شبیه سازی رفتار سازه، از این ایده استفاده شد که ترک های ایجاد شده باعث کاهش سختی سازه شده اند به همین دلیل با اعمال ترک های ثانویه این پدیده را به پل اعمال می نماییم. ترک های جدید که در این مرحله به پل اضافه شده اند در شکل (۴) نشان داده شده است. متذکر می گردد که الگوی ترک خوردگی، پس از ایجاد ترک های ثانوی و شروع پاسخ غیرخطی، ثابت مانده و تا پایان آزمایش، بار ۷۲۸۰ کیلونیوتن، تغییری نکرده است. گرچه با افزایش بار بر پهنا و عمق ترک ها افزوده شده است.

برای بهنگام سازی مدل عددی در مرحله دوم، ترک های ثانوی به صورت هندسی (فضای خالی) به مدل اضافه شده است. در این آزمایش، الگوی ترک های ثانوی که در حین انجام آزمایش اضافه شده اند، با دقت ثبت شده است (شکل (۴)). شکل (۱۱) نحوه افزودن ترک های ثانوی را به مدل نشان می دهد. در این مرحله از تحلیل با توجه به بدست آمدن عوامل نامعین در مرحله اول، میزان ترک ها بعنوان پارامتر نامعین در بهنگام سازی آنچنان تغییر داده شده که شیب نیرو - تغییر مکان بعد از تسلیم یکسان گردد.



شکل (۱۲): شبیه سازی پاسخ پل در دو مرحله پیش از تسلیم و پس از تسلیم و پاسخ کلی پل



شکل (۱۳): مراحل تحلیل پل کیلومتر ۲۳

۷- بدست آوردن بار نهایی سازه

پس از افزودن ترک های ثانوی به مدل عددی، و بدون تغییر در سایر مشخصات پل در مرحله اول، مرحله دوم بارگذاری شروع شد و تحلیل تا رسیدن به بار بیشینه ادامه یافت. مشخصات هندسی و مکانیکی مدل در جدول (۴) آمده است.

در شکل (۱۴) منحنی پاسخ پل تا بار نهایی همراه با نتایج آزمایش میدانی ارائه شده است. دیده می شود که منحنی برابری نسبتا خوبی با نتایج آزمایش دارد، و این برابری هم در مرحله تغییرشکل های کوچک، و هم در مرحله تغییرشکل های بزرگ دیده شده است.

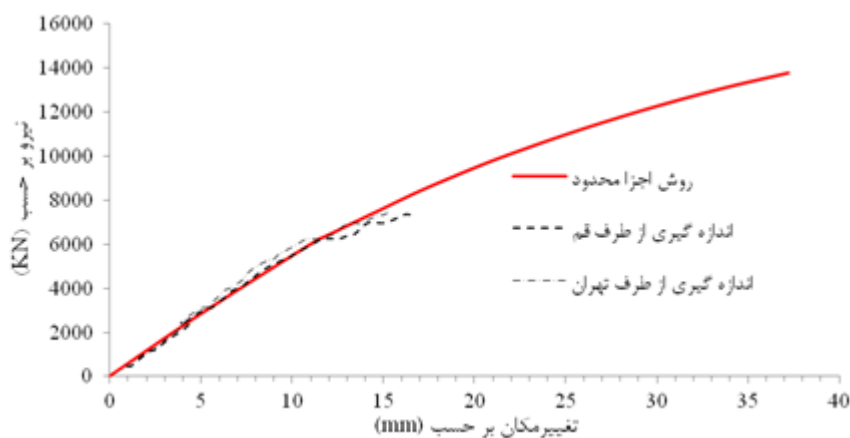
در شکل (۱۵) تغییرشکل ها در پل در حالت نهایی (بار بیشینه) نشان می دهد که چهار ناحیه مفصل پلاستیک در قوس شمالی شکل گرفته است. این چهار ناحیه عبارتند از کلید قوس، دو پاتاق، و حدود یک سوم قوس در سمت دهانه دوم. وجود قوس دوم باعث شده تا مفصل چهارم در طرف نزدیک به دهانه دوم به وجود آید. این الگوی تشکیل مفصل با الگوی ترک خوردگی دیده شده در آزمایش تا پایان مراحل غیرخطی هماهنگ است. عدم تغییر الگوی ترک خوردگی در مدل عددی

تا مرحله نهایی، با این واقعیت که الگوی ترک خوردگی با افزایش میزان بار تغییر نمی نماید و تنها بر شدت ترک خوردگی اضافه می شود، قابل توجه است. هم چنین، نحوه ایجاد مفاصل با آنچه در منابع متعدد گزارش شده نیز همخوانی دارد. بسیاری از محققین نیز بر این باور هستند که ایجاد چهار مفصل موجب فروریزش قوس ها می شود (خرابی با ایجاد ۳ و ۵ مفصل نیز گزارش شده است)، هر چند که آنها تاکید دارند که تشکیل مفاصل به طول دهانه، فاصله بارگذاری از کلید و غیره بستگی دارد [۱]. بنابراین می توان نتیجه گرفت که الگوی به دست آمده برای تشکیل مفاصل و منحنی تئوریک برای بار - تغییر شکل تا حدی قابل اطمینان بوده و مقاومت نهایی پل در حدود ۱۳۷۶۰ کیلونیوتن برآورد می شود.

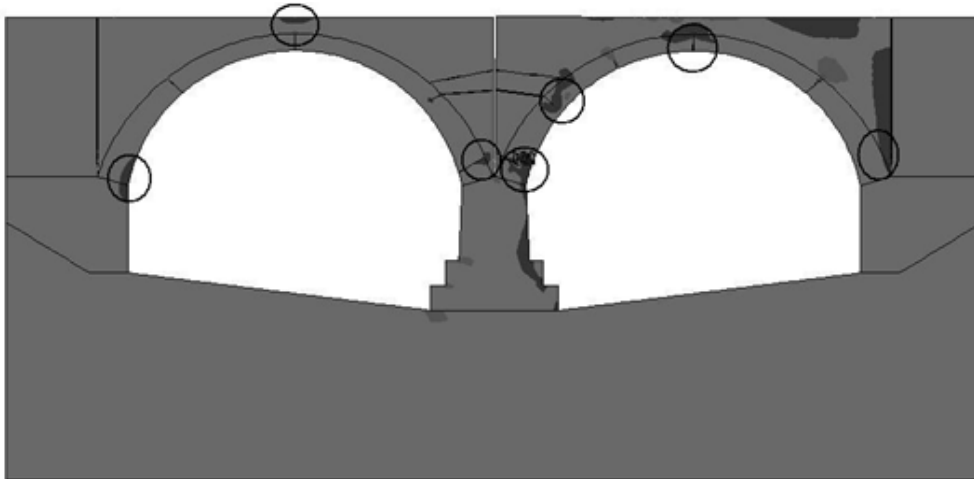
گفتنی است که بار سرویس در آیین نامه UIC بصورت ۴ بار متمرکز ۲۵ تنی به فاصله ۱/۶ متر از هم و دو بارگسترده ۸ تن بر متر در فاصله ۰/۸ متری از بارهای متمرکز است. نتایج نشان می دهد که ظرفیت سازه بسیار بیشتر از بار سرویس می باشد. بدین ترتیب می توان ضریب اطمینان این سازه را برابر ۲/۶ (۱۳۷۶/۵۲۴) تقریب زد.

جدول (۴): مشخصات نهایی اعضای سازه ای

عنوان	وزن مخصوص (kg/m^3)	مدول الاستیسیته (GPa)	ضریب پواسون	ضریب چسبندگی (MPa)	زاویه اصطکاک (درجه)
قوس	۲۲۸۰	۱۷	۰/۲۱	۲/۳۷	۴۷/۴
پایه	۲۲۵۰	۳۷/۳	۰/۱۹	۵/۱	۴۹/۸
پرکننده	۲۳۰۰	۲۰/۲	۰/۲۱	۲/۴	۴۷/۶
خاک	۱۸۰۰	۲/۵	۰/۳۲	۰/۵	۳۰



شکل (۱۴): منحنی نیرو - تغییر مکان قائم پل تا بار نهایی



شکل (۱۵): توزیع تنش و تشکیل مکانیزم در دهانه شمالی در حالت حد نهایی

۸- نتیجه گیری

مفصل در کلید، دو پاتاق، و یک سوم قوس در جهت دهانه دوم، همراه شده است.

در این مقاله نتایج مدلسازی عددی برای تعیین بار حداکثر سازه برای یک پل قوسی بتنی غیرمسلح با دو دهانه بیست متری ارائه گردیده است. پل در گذشته تحت آزمایش بارگذاری میدانی قرار گرفته و مشخصات مهمی نظیر سختی اولیه، مقاومت تسلیم، پاسخ غیرخطی تا حد بار ۷۲۸۰ کیلونیوتن، الگوی ترک خوردگی و مکانیزمهای تخریب آن مشخص شده، با این وجود، حداکثر ظرفیت باربری پل میسر نشده است. در این مقاله سعی شده تا با استفاده از نتایج محدود آزمایش میدانی و به کمک مدلسازی اجزای محدود، مقاومت حداکثر و پاسخ غیرخطی تا بار نهایی به دست آید. برای این کار، الگوی ترکهای ظاهر شده در آزمایش در هر مرحله به مدل اعمال گردیده و منحنی نیرو - تغییرشکل با نتایج آزمایش در هر مرحله تطبیق داده شده است. براین اساس، مقاومت بیشینه پل در حدود ۱۳۷۶۰ کیلونیوتن به دست آمده و تخریب سازه با ایجاد مکانیزم و تشکیل چهار ناحیه

۹- فهرست علائم

C	ضریب چسبندگی، MPa
E	مدول الاستیسیته، GPa
f_c'	مقاومت فشاری بتن، MPa
علائم یونانی	
γ	چگالی، kg/m^3
ν	ضریب پواسون، بدون واحد
ϕ	زاویه اصطکاک، درجه

Lourenco, P. Roca , 2001.

Fanning, P.J., Boothby, T.E., "Three-dimensional modeling and full-scale testing of stone arch bridges", Computers and Structures, Vol. 79, pp. 2645 – 2662, 2001. [۴]

Frunzio, G., Monaco, M., Gesualdo, A., "3D F.E.M analysis of a Roman arch bridge. Historical Construction", P.B Lourenco, P. Roca , 2001. [۵]

۱۰- مراجع

Page, J.; Masonry Arch bridges, TRL state of the art review, HMSO, 1993. [۱]

Lourenco, P.B., "Analysis of historical construction: From thrust-line to advanced simulation", Historical Construction, P.B Lourenco, P. Roca , 2001. [۲]

Frunzio, G., Monaco, M., Gesualdo, A., "3D F.E.M analysis of a Roman arch bridge. Historical Construction", P.B [۳]

- Marefat, M. S., Ghahremani-Gargary, E., [۹] Ataei, Sh., "Load test of a plain concrete arch railway bridge of 20-m span", Construction and building materials, Vol.18, pp. 661- 667, 2004.
- Chen, W.F.; Plasticity In Reinforced [۱۰] Concrete, McGraw-Hill, 1982.
- Drosopoulos, G.A., Stavroulakis, G.E., [۶] Massalas, C.V., "Limit analysis of a single span Masonry Bridge with unilateral frictional contact interfaces", Engineering Structures, vol. 28, pp. 1864 - 1873, 2006.
- Brencich, A., Sabia, D., "Experimental [۷] identification of a multi-span masonry bridge: The Tanaro Bridge", Construction and Building Materials, vol. 22, pp. 2087- 2099, 2008.
- Drosopoulos, G.A., Stavroulakis, G.E., [۸] Massalas, C.V., "Influence of geometry and the abutment movement on the collapse of stone arch bridges", Construction and Building Materials, vol. 22, pp. 200- 210, 2008.

۱۱- زیر نویس ها

- ^۱ Pippard
^۲ Hayman
^۳ military engineering experimental establishment (MEXE)
^۴ mechanism method
^۵ Towler
^۶ Crisfield
^۷ straight beam elements
^۸ Rouf
^۹ curved beam element
^{۱۰} Choo
^{۱۱} tapered beam element
^{۱۲} Lourenco
^{۱۳} Hatzigeorgiou
^{۱۴} Arta
^{۱۵} Fanning
^{۱۶} Frunzio
^{۱۷} Dorospoulos
^{۱۸} Antonio Brencich
^{۱۹} Tanaro