

تعیین بار نهایی گسیختگی پل های سنگی قوسی به کمک مدل رفتاری مناسب مصالح

مریم افراز حبیبی (دانشجوی کارشناسی ارشد)

محمد تقی احمدی* (استاد)

دانشکده ی مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس

مهندسی عمران شریفه، (پاییز ۱۳۹۲)
دوره ی ۲-۱۴۰، شماره ی ۳، ص. ۹-۳

در سال های اخیر، مدل سازی مناسب پل های قوسی سنگی به دلیل نقش مهم آن ها در سیستم ریلی کشورمان بسیار مورد توجه پژوهشگران قرار گرفته است. در این نوشتار، به منظور بررسی بار نهایی گسیختگی این پل ها، از مدل المان محدود سه بعدی استفاده و سیستم به ۲ بخش: قوس باربر و خاکریز تقسیم شده است. مدل های رفتاری مناسب خاک و سنگ براساس مدل های اصطکاکی خمیری همراه با سطوح تماس اصطکاکی بین بلوک های بنایی که سختی افزایش داده دارند، نیاز مبرم به شناسایی دارند. همچنین نقش دیوارهای پیشانی به منزله ی قید تغییر مکان افقی خاکریز روی پل در بهبود مکانیسم گسیختگی پل نباید نادیده گرفته شود. به منظور صحت سنجی مدل پیشنهادی، پل پرستود با نرم افزار المان محدود مدل شده و فقط ۱/۳ درصد خطا در مقدار بار نهایی تجربی آن نتیجه شده است.

afrazhabb@gmail.com
mahmadi@modares.ac.ir

واژگان کلیدی: پل سنگی قوسی، المان سطح تماس، بار نهایی.

مقدمه

مورد بررسی قرار گرفته است.^[۳] همچنین در پژوهشی دیگر یک مدل مجزای المان محدود برای توصیف اتصالات ملات سازه های بنایی توسعه داده شده است، که در آن ملات با المان های میان رویه یی^۱ که از قانون ساختاری غیرخطی پیروی می کنند، شبیه سازی شده است.^[۴] و نیز در پژوهشی از مدل رفتاری دراکر-پراگر برای قوس باربر و خاکریز روی آن استفاده و اتصالات با المان های میان رویه مدل شده است.^[۵] پژوهشگرانی نیز با مدل کردن سه پل سیمتری^۲، چونز^۳ و ابرلین^۴ به صورت سه بعدی، تغییر مکان عرضی و طولی این پل ها را تحت تأثیر بارگذاری های مختلف استاتیکی نشان دادند، هر چند آن ها در مدل سازی خود به ازای مدل کردن دیوارهای پیشانی فقط تغییر مکان های عرضی را مقید کرده بودند.^[۶] با این حال در هیچ یک از کارهای گذشته به تأثیر دیوارهای پیشانی با مدل کردن این دیوارها به منزله ی قسمتی از سازه توجه نشده است و در عین حال سختی المان های میان رویه ثابت فرض شده است. این در حالی است که هر دو مورد اخیر در بهبود رفتار پل تأثیر بسزایی دارند.

در این تحقیق، از المان های سه بعدی برای قوس باربر و خاکریز روی آن استفاده شده است. همچنین از المان های میان رویه برای اتصال سنگ طاق ها به یکدیگر و همچنین قوس باربر با بخش خاکریز استفاده شده است. مدل رفتاری کلیه ی مصالح غیرخطی از نوع خمیری غیرهمبسته است. به علاوه المان های میان رویه دارای سختی متغیر هستند. در عین حال اهمیت وجود دیوارهای پیشانی نیز مورد توجه و بررسی قرار گرفته است و از المان های میان رویه با سختی متغیر برای اتصال این دیوارها به قوس باربر و خاکریز استفاده شده است.

پل های قوسی سنگی شامل بلوک های سنگی و اتصالات ملات هستند. بلوک های سنگی دارای مقاومت بالا در فشار و مقاومت پائین در کشش هستند، حال آنکه ملات چه در فشار و چه در کشش مقاومت پائینی دارد. علاوه بر این مدول کشسانی سنگ و اتصالات ملات نیز با هم متفاوت است. آزمون های بزرگ مقیاس و آزمون ها در مقیاس مدل نشان می دهند که وجود خاکریز روی قوس باربر و دیوارهای پیشانی سهم مهمی در سختی پل های قوسی سنگی دارد.^[۱] خصوصیات مکانیکی غیرخطی و متفاوت مصالح این پل ها نیاز به توسعه ی مدل هایی برای بیان دقیق تر رفتار مکانیکی واقعی آن ها را افزایش داده است.

مشهورترین و رایج ترین روش بررسی پل های قوسی سنگی، روش تجربی مؤسسه ی مهندسی ارتش انگلستان (MEXE) است، که به منظور تخمین مقدار توانایی پل های قوسی سنگی به هنگام عبور تانک های ارتش توسعه یافت.^[۲] به منظور شناخت و آگاهی از مکانیسم شکست این سازه ها با درصد اطمینان قابل قبولی، روش مکانیسم توسط همین^[۲] به کار گرفته شد. همین با کنترل توالی شکل گیری مفصل ها مسیر حقیقی فروریزش را در قوس هایی که به مرحله ی مکانیسم رسیده و فروریخته بودند، مورد توجه قرار داد. روش های دیگری نیز برای ارزیابی پل های قوسی سنگی پیشنهاد شده اند. در پژوهشی در سال ۲۰۰۵، مدل های دو بعدی و سه بعدی قوس های سنگی توسعه داده شده و مد گسیختگی پیچشی با موفقیت

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۳۹۰/۱۲/۲۲، اصلاحیه ۱۳۹۰/۱۰/۱۹، پذیرش ۱۳۹۱/۳/۱۰.

مدل‌های رفتاری مصالح

تلاش‌های عمده‌ی به‌منظور فرموله‌کردن معیارهای تسلیم برای بیان مدل رفتاری مواد مختلف طی ۱۰۰ سال گذشته صورت گرفته است. اغلب معیارها فقط برای یک نوع ماده‌ی خاص مناسب هستند. تئوری خمیری خاک‌ها در بسیاری موارد بر پایه‌ی معیار تسلیم دراکر-پراگر است، و تئوری خمیری سنگ براساس معیار موهر-کولمب است، که با رابطه‌ی ۱ تعریف می‌شود:

$$|\tau| = c - \sigma \tan \phi \quad (1)$$

در این رابطه، c چسبندگی و ϕ زاویه‌ی اصطکاک داخلی است و هر دوی آن‌ها از آزمایش به‌دست می‌آیند. شکل ۱، این معیار را در صفحه‌ی $\sigma - \tau$ نشان می‌دهد. اگر f'_t تنش تسلیم کششی در کشش تک‌محوری و f'_c تنش تسلیم فشاری در آزمون فشار تک‌محوری باشد، معیار موهر-کولمب را می‌توان همچنین برای $|\sigma_1| \geq |\sigma_2| \geq |\sigma_3|$ به‌صورت رابطه‌ی ۲ نوشت:

$$f'_t = \frac{2c \cos \phi}{1 + \sin \phi}, \quad f'_c = \frac{2c \cos \phi}{1 - \sin \phi} \quad (2)$$

معیار دراکر-پراگر (۱۹۵۲)، یک مدل ساده‌ی اصلاح‌شده از مدل ون-میسز است که تأثیر فشار هیدرواستاتیک را بر روی گسیختگی نشان می‌دهد.

$$f(I_1, I_2) = \alpha I_1 + \sqrt{I_2} - k = 0 \quad (3)$$

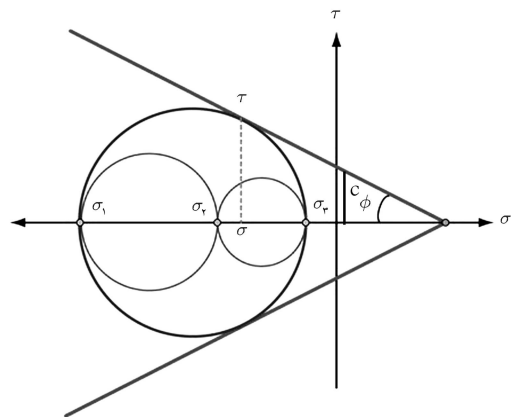
$$I_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 \quad (4)$$

که در رابطه‌ی ۳، α و k ثابت‌های مواد و I_2 نامتغیر دوم تنش است. آنگاه برای کشش تک‌محوری و فشار تک‌محوری رابطه‌ی ۵ را خواهیم داشت:

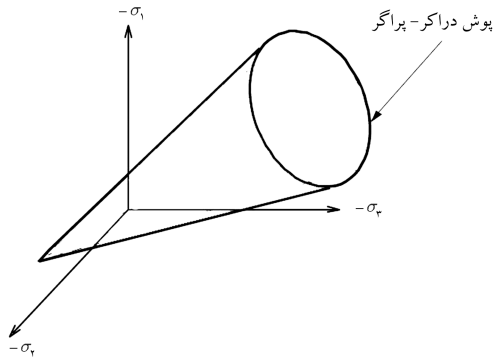
$$f'_t = \frac{\sqrt{3}k}{1 + \sqrt{3}\alpha}, \quad f'_c = \frac{\sqrt{3}k}{1 - \sqrt{3}\alpha} \quad (5)$$

در مورد مصالح بل‌های قوسی سنگی ذکر این نکته حائز اهمیت است که به‌دلیل مقاومت کم آن‌ها در کشش باید از معیارهای گسیختگی همراه با حذف قسمت کشش استفاده کرد (رابطه‌ی ۶). شکل ۲، معیار دراکر-پراگر را نشان می‌دهد.^[۷]

$$\xi = c \cot \phi \quad (6)$$



شکل ۱. معیار موهر-کولمب در صفحه‌ی $\sigma - \tau$.



شکل ۲. معیار دراکر-پراگر در صفحه‌ی تنش‌های اصلی.

مدل رفتاری درزها

در آنالیز المان محدود برای تنظیم نوع تماس اصطکاکی و فشاری قطعات منفصل نظیر بلوک‌های قوس باربر با یکدیگر و نیز در تماس با خاکریز روی آن نیازمند المان‌های میان‌رویه هستیم. این المان‌ها فقط در ماتریس سختی سیستم، سهم خواهند داشت و در نتیجه رابطه‌ی ۷ را خواهیم داشت:^[۸]

$$k^e a^e = F^e \quad (7)$$

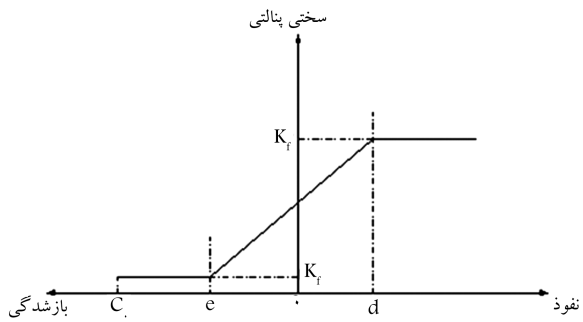
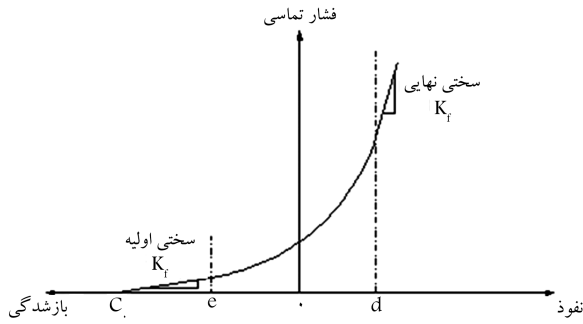
که در آن، k^e ماتریس سختی المان‌های تماسی (رابطه‌ی ۸) و a^e بردار جابجایی‌های انتقالی گره‌های مضاعف مربوط به سطوح تماس در المان میان‌رویه (رابطه‌ی ۹) و F^e بردار نیروهای آن است.

$$k^e = \int_A B^T D B dA, \quad D = \begin{bmatrix} k_{s1} & 0 & 0 \\ 0 & k_{s2} & 0 \\ 0 & 0 & k_{s3} \end{bmatrix} \quad (8)$$

$$a^e = \begin{Bmatrix} a_1 \\ \vdots \\ a_n \end{Bmatrix}, \quad a_i = \begin{Bmatrix} u_i \\ v_i \\ w_i \end{Bmatrix} \quad (9)$$

در این روابط، B ماتریسی است که بردار جابجایی گره‌ی را به بردار جابجایی نسبی بین دو سطح تماس مرتبط می‌کند، و k_s و k_n به ترتیب سختی المان میان‌رویه در راستای مماس و عمود بر سطح تماس هستند. برای اتصال بدون جدایی، k_s و k_n به صورت تئوری نامحدودند. برای تحلیل مسائل واقعی در محدوده‌ی خطی، معمولاً عدد بزرگی جایگزین این مقدار نامحدود می‌شود. بدین ترتیب مقادیر k_s و k_n می‌توانند به گونه‌ی انتخاب شوند که لغزش کشسان و بسته‌شدن در مقایسه با جابجایی المان‌های مجاور سطح تماس قابل چشم‌پوشی باشد. با بزرگ در نظر گرفتن k_s و k_n از شرایط بد عددی جلوگیری می‌شود. معمولاً از دقت مضاعف ۵ برای متغیرها در تحلیل عددی کامپیوتری استفاده می‌شود. رفتار غیرخطی سطوح تماس با لغزش و جداشدگی فعال شده است و صفحه‌ی اتصال باید به درستی توصیف شود. برای یک سطح تماس بدون مقاومت کششی، جداشدگی صفحات تماس زمانی که نیروی نرمال صفحه‌ی تماس کششی شود (مثبت شود) رخ می‌دهد. تابع تسلیم برای این حالت به صورت رابطه‌ی ۱۰ است:

$$F_n = t_n \quad (10)$$



شکل ۴. روابط فشار-نفوذ غیرخطی پنالتی. [۷]

جدول ۱. پارامترهای سختی نرمال متغیر در المان‌های میان رویه.

ضریب k_i	۱
نسبت سختی اولیه به نهایی $\left(\frac{k_i}{k_f}\right)$	۰٫۰۰۱
ضریب فاکتور حد بالای محدوده مرتبه‌ی دو (d)	۰٫۰۰۳
حد پایین نسبت محدوده مرتبه‌ی دو $\left(\frac{e}{d}\right)$	۰٫۱
بازشدگی در فشار تماسی صفر (c_0)	۰

۱. محدوده‌ی تماس غیرفعال که فشار تماس برای مقادیر بزرگ‌تر از بازشدگی c_0 ، صفر باقی می‌ماند.
۲. محدوده‌ی سختی پنالتی اولیه‌ی ثابت که فشار تماس به صورت خطی با شیب k_i (کمترین سختی نرمال مجاور اتصال) در محدوده‌ی c_0 تا e (۱٪ طول المان مجاور اتصال) تغییر می‌کند.
۳. محدوده‌ی سخت‌شوندگی که فشار تماس به صورت تابع مرتبه‌ی دو در محدوده‌ی e تا d (۳٪ طول المان مجاور اتصال) و سختی پنالتی به‌طور خطی تا k_f (۱۰۰ برابر کمترین سختی المان مجاور اتصال) تغییر می‌کند.
۴. محدوده‌ی سختی پنالتی نهایی ثابت که فشار تماس به صورت خطی با شیب k_f تغییر می‌کند.

مقادیر محدوده‌های گفته شده و بازه‌ی آن‌ها با توجه به هدف استفاده از المان‌های تماسی قابل تغییر است، لذا پیشنهاد می‌شود انتخاب مقادیر محدوده‌های مذکور در حدود $10 \frac{E}{L}$ (E مدول کشسانی المان‌های مجاور اتصال و L طول المان‌های مجاور اتصال) باشد. [۱۰] مقادیر پیشنهادی برای پارامترهای مذکور در جدول ۱ آورده شده است. در مسائلی که بازشدگی اولیه وجود دارد، مقدار c_0 دیگر صفر نخواهد بود. پایین بودن سختی پنالتی اولیه، همگراشدن تکرارهای روش نیوتن را بهبود می‌بخشد. حال آنکه سختی نهایی بالا نفوذ را در سطح قابل قبولی در مقابل فشار تماس نگه

که در آن، بردار نیروی نرمال سطح تماس است و t_n فشار تماسی است که از رابطه‌ی ۱۱ تعیین می‌شود:

$$t_n = k_n \delta_n \quad (11)$$

در این رابطه، δ_n جابجایی نسبی در راستای نرمال است. برای سطح تماس می‌توان یک مقاومت کششی T در تابع تسلیم به صورت رابطه‌ی ۱۲ در نظر گرفت:

$$F_n = t_n - T \quad (12)$$

اگر تنش برشی افزایش یابد، لغزش برگشت‌ناپذیر رخ می‌دهد، و با استفاده از تابع تسلیم موهر-کولمب روابط ۱۳ و ۱۴ را خواهیم داشت:

$$F_s = t_s - S \quad (13)$$

$$t_{si} = k_{si} \delta_{si}, \quad i = 1, 2 \quad (14)$$

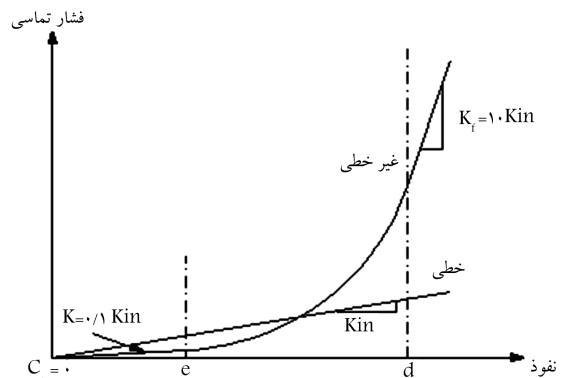
که در این روابط، F_s بردار نیروی مماسی کل در سطح تماس و δ_{si} مؤلفه جابجایی نسبی در راستای مماس و t_{si} مؤلفه نیروی برشی است. S مقاومت برشی و t_s برآیند نیروی برشی در واحد سطح می‌باشد.

$$t_s = \sqrt{t_{s1}^2 + t_{s2}^2} \quad (15)$$

$$S = \begin{cases} 0 & F_n \geq 0 \\ t_n \tan \phi & F_n \leq 0 \end{cases} \quad (16)$$

روش‌های مختلفی برای اعمال این قیدها وجود دارد، که از انواع آن‌ها می‌توان به روش پنالتی و ضرایب لاگرانژ تعمیم‌یافته اشاره کرد. در اغلب روش‌های مفید کردن می‌توان از ضرایب لاگرانژ استفاده کرد. این ضرایب زمان حل را طولانی‌تر می‌کنند، ولی از بروز خطاهای عددی حاصل از شرایط نامطلوب عددی در سختی‌های بالا جلوگیری می‌کنند. در روش پنالتی نیروی تماس با مقدار نفوذ متناسب است. نرم‌شدن عددی مرتبط با روش پنالتی می‌تواند مفید شدن تماس را بیش از حد کاهش دهد و تعداد تکرارهای مورد نیاز تحلیل را کم کند. روش پنالتی هم به صورت خطی و هم غیرخطی می‌تواند رابطه‌ی ۱۱ را تضمین کند. مطابق شکل ۳، در حالت خطی که به حالت سختی ثابت معروف است، رابطه‌ی بین نفوذ و فشار خطی است. با روش پنالتی غیرخطی، سختی به صورت سه خطی در محدوده‌ی کمترین سختی اولیه و بیشترین سختی نهایی به صورت ثابت افزایش می‌یابد.

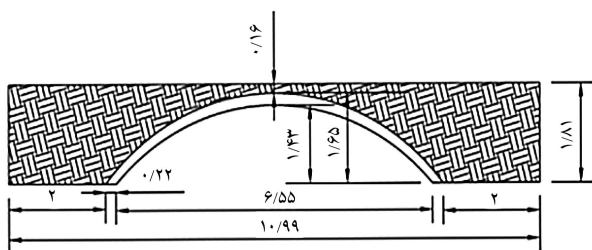
لذا در حالت پنالتی غیرخطی، منحنی فشار-نفوذ ۴ محدوده‌ی مشخص دارد (شکل ۴)، که عبارت‌اند از:



شکل ۳. تعریف روابط نفوذ خطی و غیرخطی. [۹]

جدول ۲. پارامترهای مصالح.

سنگ طاق	خاکریز روی قوس	
چگالی جرمی ^[۱۳]	۲۵۰۰ kg/m ^۳	۲۰۰۰ kg/m ^۳
مدول کشسانی ^[۱]	۴/۱۴ GPa	۱۵ MPa
ضریب پواسون ^[۱۳]	۰/۲۳	۰/۲۳
چسبندگی	۱/۵ MPa	۱۰ kPa
زاویه ی اصطکاک داخلی	۵۵	۳۷
زاویه ی اتساع ^[۵]	۱۰	۷
ضریب اصطکاک بین سنگ طاق ها (μ_s) ^[۵]		۰/۹
ضریب اصطکاک بین قوس و خاکریز (μ_{bf}) ^[۵]		۰/۶



شکل ۵. هندسه ی پل پرستود.

روند مدل سازی بدین گونه است که ابتدا پل بدون در نظر گرفتن دیوارهای پیشانی و فقط با قوس باربر و خاکریز قرار گرفته بر روی آن مدل می شود. قوس باربر به ۱۰ سنگ تقسیم و خاکریز یکپارچه در نظر گرفته شده است. در نتیجه بین المان های خاکریز المان های میان رویه فرض نشده است. پل از کنار و کف به زمین ثابت شده است (یعنی تمام درجات آزادی مقید شده است). در مدل غیرخطی از المان های میان رویه برای اتصال سنگ طاق ها به یکدیگر و همچنین اتصال قوس باربر به توده ی خاکریز استفاده شده است که پارامترهای به کار گرفته برای این المان ها همان مقادیر موجود در جدول ۱ است.

نوع المان های به کار گرفته برای قوس باربر و خاکریز المان های آجری ۲۰ گره یی^۷ است که از کتابخانه ی نرم افزار آباکوس انتخاب شده است.^[۱۴] این پل تحت بارگذاری در یک چهارم دهانه تا مرحله ی انهدام قرار گرفته است. باید توجه داشت که معیار گسیختگی پل، تشکیل مکانیسم ۴ مفصلی است و ترتیب باز شدن مفصل ها نیز اهمیت دارد. در آزمون واقعی اولین مفصل در زیر بار، مفصل بعدی در وسط دهانه، مفصل سوم در پای قوس باربر در سمتی که بار اعمال شده است، و مفصل آخر در پای قوس باربر در سمت مخالف اعمال بار باز می شود و در عین حال مقدار بار گسیختگی پل که از آزمایش در محل به دست آمده است، برابر ۲۲۸ کیلونیوتن گزارش شده است.^[۱]

در تحلیل حالت کاملاً خطی تمام مصالح کشسان فرض شده و از المان های میان رویه استفاده نشده است. همان گونه که در شکل ۶ الف دیده می شود، مقدار تغییر مکان قائم در زیر بار به ازای بار ۲۲۸ کیلونیوتنی بر روی خاکریز ۷/۷۸ سانتی متر

می دارد. پیداست که این نحوه ی مدل سازی به مراتب با رفتار واقعی درز، تطبیق بیشتری خواهد داشت.

برای استفاده از المان های میان رویه با سختی متغیر در پل های قوسی سنگی باید به این نکات توجه کرد:

۱. بازشدگی اولیه صفر باشد ($c_0 = 0$).
۲. پارامتر e به اندازه یی کوچک انتخاب شود که رفتار درزها سریع تر وارد محدوده ی سخت شوندگی و غیرخطی شوند.
۳. هر چه شیب محدوده ی تغییرات خطی سختی بیشتر باشد، میزان بازشدگی ها در هنگام رفتار غیرخطی کمتر خواهد بود و این با بیشتر شدن مقدار سختی نهایی قابل حصول است.

با توجه به نکات ذکر شده، ترکیبی از این تغییرات به گونه یی که محدوده ی کشسان مناسب حاصل و درزها در ترتیبی مطابق با آنچه در واقعیت رخ داده است، باز شود؛ از اهداف استفاده از روش پنازتی غیرخطی است. با توجه به رابطه های ۱۷ و ۱۸ می توان دریافت که k_s فقط به ضریب اصطکاک و مقدار بیشینه ی لغزش کشسان (δ_{crit}) بستگی دارد.

$$t_s = \mu t_n \quad (17)$$

$$k_s = \frac{t_s}{\delta_{crit}} \quad (18)$$

در رابطه ی ۱۷، μ ضریب اصطکاک متناظر با $\tan \phi$ رابطه ی ۱۶ و t_n نیروی نرمال تماسی است. و در رابطه ی ۱۸، δ_{crit} بیشینه ی لغزش کشسان (برابر با ۰/۵ میانگین طول المان های میان رویه) است.^[۱۱]

مدل سازی عددی

معادله ی تعادل سیستم به صورت رابطه ی ۱۹ است:

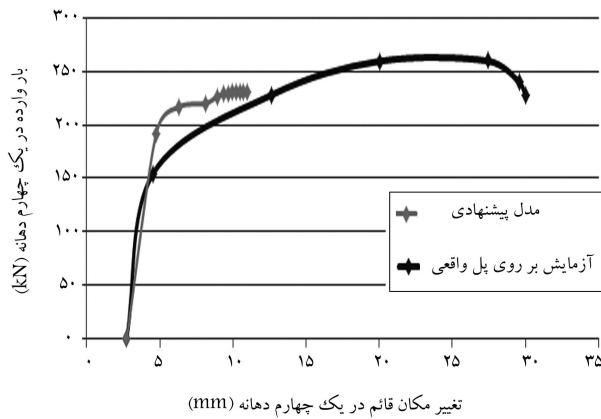
$$Ka + F = R \quad (19)$$

که در آن، K ماتریس سختی سیستم شامل k_s^e مربوط به المان های میان رویه، F نیروهای خارجی معادل گره یی، R نیروهای گره یی خارجی، و a بردار جابجایی های گره یی است. باید توجه داشت که درجات آزادی مربوط به معادله ی ۱۹ نیز در بردار جابجایی های گره یی a در نظر گرفته شده است.

نمونه ی محاسبات عددی

با به کارگیری روش های گفته شده در زمینه ی مدل سازی رفتار مصالح و رفتار المان های میان رویه، به منظور صحت سنجی نرم افزار المان محدود آباکوس برای مدل سازی و تحلیل پل پرستود استفاده شده است. پل پرستود بر روی کانال استا فوردشایر و رجسترشایر^۸ در انگلستان قرار دارد و یک پل آجری یک دهانه دارای فقط یک قوس باربر است. پارامترهای به کار رفته در مدل سازی رفتار پل در جدول ۲ و پارامترهای هندسی در شکل ۵ آورده شده است.^[۱]

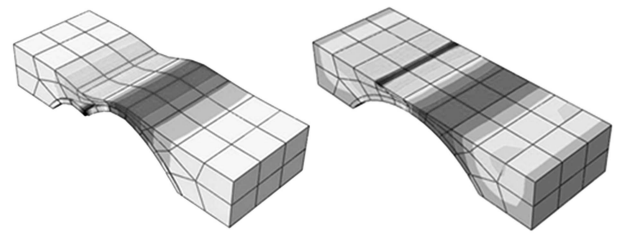
مدول کشسانی سنگ طاق ها با استفاده از رابطه ی $E = 55 \cdot f_c'$ محاسبه شده است.^[۱۲] و $f_t' = 0.18 \cdot f_c'$ فرض شده است. با این فرض، زاویه ی اصطکاک و مقدار چسبندگی سنگ با استفاده از رابطه ی ۲ قابل محاسبه اند.



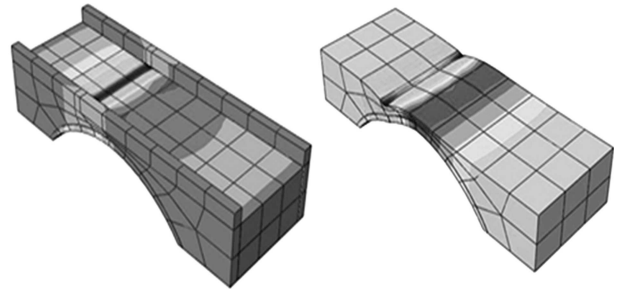
شکل ۸. مقایسه‌ی نتایج نمودار بار-تغییرمکان در یک چهارم دهانه‌ی پل پرستود برای مدل پیشنهادی در حالت غیرخطی با حضور دیوارهای پیشانی، و المان‌های میان‌رویه با سختی متغیر و نمودار حاصل از آزمایش بر روی پل واقعی.^[۱]

گسیختگی پل زیاد است و در این حالت دیوارهای پیشانی در مدل لحاظ نشده‌اند. در حالت چهارم دیوارهای پیشانی به مدل اضافه می‌شوند، که با معیار گسیختگی موهر-کولمب مدل شده‌اند و از آنجایی که پارامتر مصالح دیوارهای پیشانی در هیچ‌یک از مراجع ذکر نشده‌اند، مدول کشسانی آن‌ها ۰/۲ مدول کشسانی مصالح قوس باربر و مقدار چسبندگی دیوارهای پیشانی هم متناسب با تغییر مدول کشسانی آن‌ها ۰/۲۴ مگاپاسکال فرض شده است، ولی از آنجایی که نسبت بین مقاومت کششی و مقاومت فشاری ثابت فرض شده است، مقدار زاویه‌ی اصطکاک داخلی این دیوارها با زاویه‌ی اصطکاک داخلی قوس باربر برابر است. چگالی جرمی دیوارهای پیشانی ۲۵۰۰ کیلوگرم بر مترمکعب در نظر گرفته شده است. از المان‌های میان‌رویه با سختی نرمال متغیر برای اتصال دیوارهای پیشانی به قوس باربر و همچنین اتصال آن‌ها به خاکریز استفاده شده است. ضریب اصطکاک بین دیوارهای پیشانی و قوس باربر ۰/۹ و بین دیوارهای پیشانی و خاکریز ۰/۶ فرض شده است. در این مرحله مقدار بار گسیختگی پل برابر ۲۳۱ کیلو نیوتن است و تغییرمکان قائم پل در زیر بار یعنی یک چهارم دهانه برابر ۱/۱ سانتی‌متر شده است. مقدار باز شدگی درزها نیز کاهش یافته است، که این باز شدگی‌ها در شکل ۷ ب نشان داده شده است.

مقدار تنش اصلی بیشینه که در پای قوس چسبیده به خاکریز در سمت اعمال بار رخ می‌دهد، برابر ۱/۵ مگاپاسکال و مقدار تنش اصلی کمینه که در پای قوس در قسمت قوس داخلی در سمت اعمال بار رخ می‌دهد، برابر ۴- مگاپاسکال است. مقدار باز شدگی درزها در این حالت نسبت به ۳ حالت قبل کاهش می‌یابد. باید توجه داشت که زمانی که دیوار پیشانی حضور نداشت، وسط پل به سمت پایین حرکت می‌کرد؛ ولی با حضور دیوار پیشانی این تغییرمکان به سمت بالا تغییر کرده است. دیوارهای پیشانی علاوه بر اینکه سختی سازه را افزایش می‌دهند، از تغییرمکان‌های جانبی پل نیز جلوگیری می‌کنند. با مقایسه‌ی نتایج حاصل از این مرحله با مقادیر ارائه شده در جدول ۳، تأثیر وجود دیوارهای پیشانی به وضوح مشاهده می‌شود. شکل ۸ نمودار بار-تغییرمکان در یک چهارم دهانه حاصل از آزمایش واقعی،^[۱] و نمودار بار-تغییرمکان حاصل از مدل پیشنهادی در حالت چهارم را نشان می‌دهد. همان‌گونه که مشاهده می‌شود، رفتار نمودار بار-تغییرمکان حاصل از مدل پیشنهادی مشابه رفتار نمودار بار-تغییرمکان حاصل از آزمایش واقعی است. دیوارهای پیشانی علاوه بر اینکه تأثیر چشم‌گیری در سختی سازه دارند، از تغییرمکان‌های جانبی پل نیز جلوگیری می‌کنند.



شکل ۶. کانتور تغییر شکل قائم پل پرستود، با مصالح کشسان و المان‌های میان‌رویه غیرخطی.



شکل ۷. کانتور تغییر شکل قائم پل پرستود در حالت غیرخطی.

و روی قوس داخلی برابر ۰/۳۸ سانتی‌متر است. در این حالت از مدل‌سازی به علت عدم وجود درز در مدل، گسیختگی عملاً رخ نمی‌دهد. مقدار تنش اصلی بیشینه که در سنگ طاق‌های زیر بار رخ می‌دهد، برابر ۱/۹ مگاپاسکال و مقدار تنش اصلی کمینه که در پای قوس باربر در سمت اعمال بار رخ می‌دهد، برابر ۲/۹- مگاپاسکال است. در حالتی که مصالح پل به صورت کشسان در نظر گرفته شده و از المان‌های میان‌رویه با سختی نرمال متغیر استفاده شده است،^[۱۵] یعنی در حالت دوم از مدل‌سازی، محل باز شدن مفصل‌ها با واقعیت منطبق نیست. مقدار تنش اصلی بیشینه که در پای قوس باربر چسبیده به خاکریز در سمت اعمال بار رخ می‌دهد، برابر ۱۷/۷۵ مگاپاسکال و مقدار تنش اصلی کمینه که در پای قوس در قسمت قوس داخلی در سمت اعمال بار رخ می‌دهد، برابر ۲۵/۹۶- مگاپاسکال است. مقدار بار گسیختگی ۱۲۸۰ کیلو نیوتن و مقدار تغییرمکان زیر بار روی قوس ۶۷ سانتی‌متر است. شکل ۶ ب کانتورهای تغییرمکان قائم این مرحله از مدل‌سازی را نشان می‌دهد.

مدل رفتاری مصالح قوس باربر از نوع موهر-کولمب و مصالح خاکریز از نوع دراگر-پراگر در حالت سوم، فرض شده است. در این حالت همان‌طور که در شکل ۷ الف مشاهده می‌شود، تغییرمکان قائم و مقدار بار گسیختگی نسبت به حالت‌های قبل کاهش پیدا می‌کند و محل تشکیل مفصل‌ها نیز مطابق روند مشاهده شده در واقعیت است. مقدار تنش اصلی بیشینه که در پای قوس چسبیده به خاکریز در سمت اعمال بار رخ می‌دهد، برابر ۱/۸ مگاپاسکال و مقدار تنش اصلی کمینه که در پای قوس باربر در سمت اعمال بار رخ می‌دهد، برابر ۵- مگاپاسکال است.

مقدار بار گسیختگی ۴۴۲ کیلو نیوتن و مقدار تغییرمکان زیر بار روی قوس ۹/۷ سانتی‌متر است، اما باید توجه داشت که همچنان تغییرمکان قائم و مقدار بار

جدول ۳. مقایسه‌ی نتایج حاصل از انواع مدل‌سازی با رفتار واقعی.

حالت	نوع مدل	نوع المان‌های میان رویه	بارگسیختگی (kN)	تغییر مکان قائم در زیر بار (cm)	خطای بارگسیختگی (%)	ترتیب و محل وقوع مفصل‌ها
-	مشاهدات آزمایش بر روی پل واقعی	-	۲۲۸	۳ ^[۱]	۰	مکانیسم ۱*
-	مدل دو بعدی ^[۲]	سختی نرمال ثابت	۲۲۳	۵	۲٫۲	مکانیسم ۱
اول	پل با مصالح کشسان و بدون المان‌های میان رویه	-	**۲۲۸	۰٫۷۸	-	-
دوم	پل با مصالح کشسان و با المان‌های میان رویه	سختی نرمال متغیر	۱۲۸۰	۵۴	۴۶۱	مکانیسم ۲***
سوم	مدل رفتاری مصالح قوس برابر موهر-کولمب و مصالح خاک دراکر-پراگر، بدون دیوارهای پیشانی	سختی نرمال متغیر	۴۴۲	۹٫۷	۹۳	مکانیسم ۱
چهارم	مدل رفتاری غیرخطی برای کل پل با حضور دیوارهای پیشانی	سختی نرمال متغیر	۲۳۱	۱٫۱	۱٫۳	مکانیسم ۱

*: مکانیسم واقعی توضیح داده شده در بخش قبل.

** این مقدار به دلیل عدم گسیختگی در حالت اول برابر مقدار واقعی تعیین شده است.

***: در این مکانیسم اول مفصل زیر بار، بعد مفصل بین سنگ طاق دوم و سوم در سمت اعمال بار، بعد مفصل بین سنگ طاق ششم و هفتم و در انتها مفصل در وسط باز می‌شود.

نتیجه‌گیری

دیوارهای پیشانی، سختی کل سازه افزایش می‌یابد و مقدار بارگسیختگی پل به مقدار واقعی آن بسیار نزدیک می‌شود. حضور دیوارهای پیشانی که فقط در مدل سه بعدی ممکن است، علاوه بر افزایش سختی سازه و محدود کردن تغییرشکل جانبی خاکریز، تغییر مکان قائم قوس برابر را نیز به شدت تحت الشعاع قرار می‌دهد. به علاوه نتایج نشان می‌دهند که حضور دیوارهای پیشانی محل تنش‌های بیشینه و کمینه را تغییر نمی‌دهند، اما مقدار آن‌ها را کاهش می‌دهند. همچنین استفاده از المان‌های تماسی با سختی نرمال متغیر در مدل پیشنهادی در بهبود بازشدگی درزها نقش آفرین هستند و نشان می‌دهند که سختی نرمال متغیر این امکان را فراهم می‌آورد تا با افزایش بار، مقدار نفوذ نسبت به حالت سختی نرمال ثابت کاهش یابد. اما از آنجایی که پارامترهای مصالح دیوارهای پیشانی در دسترس نیستند و از مقادیر فرضی استفاده شده است، پل نسبت به حالت واقعی سخت‌تر شده است. البته ذکر این نکته حائز اهمیت است که در حالت مدل‌سازی دو بعدی درجه‌ی آزادی در راستای عرض پل حضور ندارد و در نتیجه تغییرشکل عرضی خاک قابل ارزیابی نیست. حال آنکه در مدل‌سازی عددی سه بعدی با دیوارهای پیشانی، این دیوارها در برابر تغییرشکل عرضی خاک مقاومت نشان می‌دهند، که بر روی میزان بازشدگی درزها اثر می‌گذارند و در نتیجه تغییر مکان قائم را کاهش می‌دهند.

با توجه به روندی که در مدل‌سازی پل پرستود طی شد، به روشنی می‌توان دریافت که برخلاف عرف بسیاری از مهندسان مشاور، مدل خطی (مصالح کشسان و بدون المان‌های میان رویه) نمی‌تواند رفتار پل را در حین بارگذاری به نحو قابل اعتمادی بیان کند. در صورتی که مصالح تشکیل دهنده‌ی پل کشسان فرض شود و از المان‌های میان رویه استفاده شود، رفتار پل به واقعیت نزدیک‌تر خواهد شد. ولی با این حال مقدار تغییر مکان قائم و بارگسیختگی دور از واقعیت است و این در حالی است که مکانیسم بازشدن مفصل‌ها نیز با واقعیت تطبیق ندارد. با غیرخطی فرض کردن مدل رفتاری مصالح تشکیل دهنده‌ی پل (مدل موهر-کولمب برای مصالح قوس برابر و مدل دراکر-پراگر برای توده‌ی خاکریز و به ویژه مدل سختی پنالتی برای المان‌های میان رویه) رفتار پل یک گام دیگر به واقعیت نزدیک‌تر می‌شود و در عین حال مکانیسم بازشدگی مفصل‌ها نیز مطابق رخداد در واقعیت است. در این مرحله در واقع با غیرخطی فرض کردن سختی نرمال المان‌های میان رویه به نحوی که از مقدار $10 \frac{E}{L}$ تجاوز نکند، رفتار المان‌های میان رویه با رفتار غیرخطی سازه تطبیق داده شده است که باعث بهبود نتایج به نحو چشمگیری شده است. در انتها با مدل کردن

پانویس‌ها

1. Interface Element
2. Cemetery

3. Jones
4. Oberlin
5. Double Precision
6. Staffordshire and Worcestershire Canal
7. 20-Node Brick Element

(References) منابع

1. Page, J., *Masonry Arch Bridges*, TRL, State of the Art Review, HMSO, London (1993).
2. "The assessment of highway bridges and structures", *Design Manual for Roads and Bridges*, **3**, Section 4, Part 4, London (UK) (1997).
3. Orduna, A. and Lourenço, P.B. "Three-dimensional limit analysis of rigid blocks assemblages", Part I: Torsion Failure on Frictional Interfaces and Limit Analysis Formulation, *Int. J. Solids Struct.*, **42**(18-19), pp. 5140-5160 (2005).
4. Lofti, H. and Shing, P. "Interface model applied to fracture of masonry structures", *ASCE J. Struct. Engrg.*, **120**(1), pp. 63-80 (1994).
5. Ticani M., "Effective modeling of masonry bridges behaviors under usual and unusual loads" , 8th Int. Congress of Civil Engineering, Shiraz (in Persian) (2009). University
6. Fanninga, P.J., Boothby, T.E. and Robertsc, B.J. "Longitudinal and transverse effects in masonry arch assessment", *Construction and Building Materials*, **15**(1), pp. 51-60 (2001).
7. Zhang, H. and Chen, W.F., *Structural Plasticity*, Springer, USA (1991).
8. Beer, G. "An isoparametric joint/interface element for finite element analysis", *Int. J. of Numerical Methods in Eng.*, **21**(4), pp. 585-600 (1985).
9. Abaqus 6.8-1, Analysis User's Manual: 30.2.3 (2008).
10. Carpenter, N.J., Taylor, R.L. and Katona, M.G. "Lagrange constraints for transient finite element surface contact", *Int. J. for Numerical Methods in Eng.*, **32**(1), pp. 103-128 (1991).
11. Oden, J.T. and Martins, J.A.C. "Models and computational methods for dynamic friction phenomena", *Computer Methods in Applied Mechanics and Eng.*, **52**(1-3), pp. 527-634 (1985).
12. Instruction for Seismic Rehabilitation of Existing Unreinforced Masonry Buildings , Publication No. 376, Management and Planning Organization (in Persian) (2007).
13. Das Braja M., *Principles of Geotechnical Engineering*, Translated to Persian by Tahuni Sh., Iran University Publishers (in Persian) (1992)..
14. Abaqus 6.8-1, Analysis User's Manual: 23.1.1 (2008).
15. Hatzigeorgiou, G.D., Beskos, D.E., Teodorakopoulos, D.D. and Sfakianakis, M., "Static and dynamic analysis of the Arta bridge by finite elements", *Architecture and Civil Eng.*, **2**(1), pp. 41-51 (1999).

DETERMINATION OF ULTIMATE FAILURE LOAD OF STONE ARCH BRIDGES USING CONSISTENT MATERIAL MODELS

M. Afraz Habibi

afrazhabb@gmail.com

M.T. Ahamadi(corresponding author)

mahmadi@modares.ac.ir

**Dept. of Civil and Environmental Engineering
Tarbiat Modares University**

Sharif Civil Engineering Journal

Volume 29, Issue 3, Page 3-9, Original Article

© Sharif University of Technology

- Received 11 April 2011; received in revised form 9 January 2012; accepted 30 May 2012.

Abstract

In recent years, great interest has been shown towards the effective modeling of masonry arch bridges. However, the issue of an efficient model is a controversy among researchers with contrasting strategies. The fact that there are a great number of stone arch bridges in Iran (about 3300), most of which serve the railway network, makes the issue very crucial in terms of road network vulnerability, due to their unknown behavior against usual and unusual loads. In this paper, a non-linear 3D finite element method is employed in order to determine the ultimate failure load of stone arch bridges. Most of these bridges are composed of three structural parts; arch barrel, backfill and spandrel walls. However, because of simplification in modeling masonry arch bridges in some research, spandrel walls are neglected. An efficient description of the material properties of these parts has great influence on the accuracy of the resulting ultimate failure load. Experience has shown that the elastic modeling of these systems could not yield a reasonable behavior. Also, even if only nonlinear models of different contacts are used, in some cases, the analysis results would not be satisfactory. It is understood that accurate results could be achieved even by simple Mohr-Coulomb models for the barrel arch and spandrel walls. At the same time, the Drucker-Prager material law for the backfill, along with appropriate modeling of the contact surfaces of different materials, should be used. It is shown that hardening stiffness in the pressure overclosure of hard contacts should not be neglected. In addition, the important role of spandrel walls has to be accounted for in a 3D analysis model. Indeed, the former improves the bridge's failure mechanism, whereas the latter restrains the bridge's lateral deformations. To validate the proposed model, an actual failure test on the Prestwood Bridge is considered. According to the actual failure test, the proposed model is subjected to a load at

the quarter point of the bridge span. Despite other models, the aforementioned modeling strategy could yield a similar collapse mechanism to that of the prototype, and the ultimate failure load is achieved with only 1.3 percent error, in respect to the experimental one.

Key Words: stone arch bridge model, interface element, failure load.