



بهینه سازی عملکردی سازه های ترکیبی به کمک تئوری مورچگان

عیسی سلاجقه^۱، هومن حبیب آگهی^۲

دانشگاه شهید باهنر کرمان، دانشکده فنی و مهندسی، بخش عمران
hooman.agahi@gmail.com

خلاصه

در این مقاله ابتدا مدل پیشنهادی اتصال تیر به ستون در سازه های ترکیبی بررسی شده؛ سپس روند بهینه سازی این سازه ها توسط تئوری مورچگان با در نظر گرفتن ضوابط طرح عملکردی تشریح و در پایان هم نتایج یک مورد مطالعه عددی عرضه شده است. ارائه راهکارهایی جهت افزایش دقت در روند مدلسازی، تحلیل و طراحی به منظور استفاده حداکثر از مزایای ذاتی سیستم های ترکیبی در قیاس با سازه های رایج از اهداف این پژوهش می باشند.

کلمات کلیدی: سازه های ترکیبی، بهینه سازی، تئوری مورچگان، طرح عملکردی

مقدمه

سیستمهای فولادی و بتنی همواره دو نوع رایج سازه ها بوده اند، ولی هر یک مشکلات ساختاری خاص خود را دارد: در سازه های فلزی اغلب کمناش و لاغری حاکم بر طرح ستونها هستند و در نتیجه این اجزا گران تر از مشابه بتنی تمام می شوند؛ اما حجم وسیع آرماتوربندی و قالب بندی در تیرها و بار مرده زیاد، از معایب اسکلت های بتنی محسوب می شوند. سازه های ترکیبی یا RCS (Reinforced Concrete Columns-Steel Beams) که از ستونهای بتن مسلح و تیرهای فولادی ساخته می شوند، به دلیل استفاده بهینه از مصالح باعث بهبود رفتار سیستم و کاهش هزینه تمام شده می گردند. این مقاله بخشی از نتایج تحقیقی پیرامون سازه های ترکیبی را با تکیه بر بحث بهینه سازی ارائه می کند. برای این منظور، ابتدا مدلی برای اتصال خمشی تیر به ستون پیشنهاد شده و به کمک نرم افزار ABAQUS رابطه لنگر- دوران آن استخراج شده است تا در مراحل بعد رفتار خمشی اتصال در مدل های سازه که همگی توسط نرم افزار OpenSEES [1]، تحلیل می شوند، لحاظ شود. در قسمت بعد روند بهینه سازی قاب های دو بعدی RCS با استفاده از تئوری مورچگان و در نظر گرفتن ضوابط طرح عملکردی سازه ها تشریح شده است. در پایان نتایج یک مورد مطالعه عددی به کمک مجموعه برنامه های کامپیوتری نوشته شده در محیط های MATLAB و TCL [2]، که با یکدیگر در ارتباط هستند، عرضه شده است. شایان ذکر است که در نگارش این مقاله فرض شده است خواننده با ضوابط طرح عملکردی سازه ها مندرج در FEMA-273 [3] و همچنین مبانی بهینه سازی سازه ها آشنایی دارد و لذا از بیان برخی مطالب ساده پرهیز شده است.

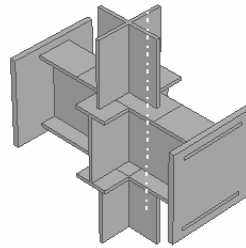
اتصال تیر به ستون

تا کنون مدل های متعددی برای اتصالات سازه های ترکیبی پیشنهاد شده اند [4 تا 7]، در اینجا با اعمال اندکی تغییرات و اصلاحات در مدل های گذشته، اتصالی خاص توصیه شده است. جمع آوری نکات مثبت و حتی الامکان پرهیز از نقاط ضعف مدل های پیشین، استفاده از نتایج آخرین تحقیقات روز دنیا و در نظر گرفتن ملاحظات اجرایی کل سازه منجر به مدل حاضر شده است. سنجش رفتار اتصال با حذف مقطع فلزی مدفون در ستون بتنی از ویژگیهای بارز این ایده می باشد. جهت بررسی سختی خمشی اتصال در نظر گرفته شده، مدلی برای تحلیل به روش اجزاء محدود ساخته شده است. در عمل ستونها به صورت معمول آرماتوربندی، قالب بندی و بتن ریزی می شوند و اجزاء فولادی اتصال به صورت مجموعه ای پیش ساخته در کارخانه شامل مقاطع I شکل، ورقهای انتهایی (End Plates) و برشگیرهای فوقانی و تحتانی که ورقهای + شکل جوش شده به بالهای مقطع I هستند، پیش از اتمام گیرش اولیه بتن ستون بر روی آن قرار می گیرند. پس از سخت شدن بتن ستون ادامه تیرهای فلزی به ورقهای انتهایی پیچ می شوند. اجزاء فولادی

¹ استاد بخش عمران

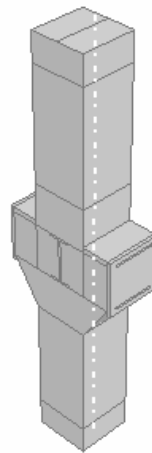
² دانشجوی کارشناسی ارشد سازه

اتصال در جهت اصلی به همراه قسمتی از مقاطع I در راستای عمود بر آن در شکل 1 نشان داده شده اند. با تعبیه سر ستون برای ستونها، علاوه بر بزرگ نمودن ابعاد اتصال و تسهیل اجرا، امکان افزایش شکل پذیری نیز فراهم می گردد.



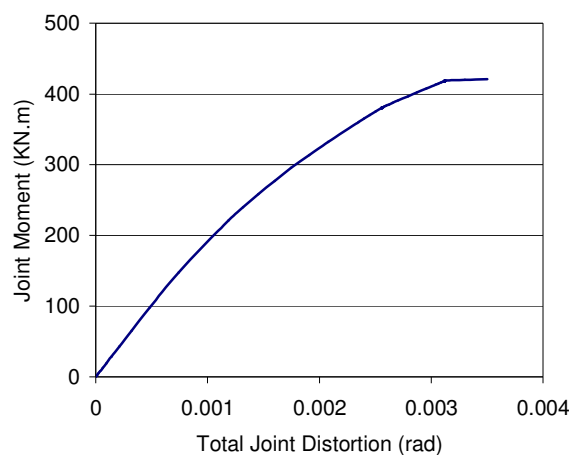
شکل 1 - اجزاء فولادی در مدل اتصال تیر به ستون

حد جاری شدن فولاد 400 مگا پاسکال، ارتفاع جان مقطع I و عرض بال آن به ترتیب 0.30 و 0.15 متر و ضخامت کلیه ورقها به جز ورقهای انتهایی 0.015 متر در نظر گرفته شده است. ورقهای انتهایی دارای ابعاد $0.025 * 0.400 * 0.400$ متر می باشند؛ به علاوه ارتفاع برشگیرها معادل ارتفاع جان مقطع I لحاظ گردیده. مدل نهایی با فرض قرارگیری نقاط عطف در میانه ستونها به صورت نشان داده شده در شکل 2 ساخته شده است.



شکل 2 - مدل کامل اتصال تیر به ستون

نمودار لنگر- دوران تا بیشینه ظرفیت باربری اتصال پیش از گسیختگی، از تحلیل مدل توسط نرم افزار ABAQUS مطابق شکل 3 به دست آمده.



شکل 3 - نمودار لنگر- دوران تا بیشینه ظرفیت باربری اتصال تیر به ستون



جهت ترسیم نمودار فوق بارگذاری به صورت تنشهای فشاری و کششی جهت ایجاد کوپل های پادساعتگرد بر سطوحی به ابعاد 0.300×0.025 متر روی ورقهای انتهایی که به عنوان بالهای تیر اصلی در نظر گرفته شده اند انجام شده است. ستون اصلی مقطعی به ابعاد 0.4×0.4 متر، از بتنی با 30 مگا پاسکال مقاومت فشاری 28 روزه و 2.4% میلگرد طولی است که 10% بیشینه ظرفیت فشاری خود نیروی محوری تحمل می کند. واضح است که پارامترهای متعددی در تبیین رفتار اتصالی مشابه اتصال فوق دخالت می کنند و با تحلیل یک مدل نمی توان نقش همه آنها را شناسایی کرد؛ اما چون هدف این قسمت، تنها طرح موضوع و دستیابی به تخمینی در مورد سختی اتصال بوده است، لذا در ادامه به مدلسازی کلیه اتصالات تیر به ستون به عنوان اتصالات نیمه صلب توسط نمودار شکل 3 اکتفا می کنیم.

تئوری مورچگان

در چند دهه اخیر روشهای متعددی پیرامون بهینه سازی مطرح شده که هر یک کاربردهای خاص خود را دارد. در سال 1991 تئوری مورچگان با مطالعه زندگی طبیعی توده های مورچه توسط Dorigo و همکارانش [8] ارائه شد. این تئوری مانند الگوریتم ژنتیک امکان بهینه سازی متغیرهای گسسته بدون وجود رابطه تعریف شده بین تابع هدف و قیود را میسر می سازد. اساس این شیوه که مورد تأیید زیست شناسان قرار گرفته، آنست که مورچه ها با وجود نابینایی مطلق همواره کوتاهترین مسیر ممکن را مابین لانه و منبع غذا شناسایی می کنند. الگوریتم تئوری مورچگان با استفاده از مفهوم مورچه های مصنوعی و الهام از زندگی واقعی مورچه ها به منظور حل مسائل واقعی در شکل 4 آمده است [9]. شایان ذکر است که مفاهیم مورچه و مورچه مصنوعی در ادامه بحث معادل هم فرض می شوند.

<p>Do While (Stopping Criteria Not Satisfied) - <i>Cycle Loop</i> Do Until (Each Ant Completes a Tour) - <i>Tour Loop</i> Ant Decision Mechanism Local Trail Update End Do Analyze Tours Global Trail Update End Do</p>
--

شکل 4 - الگوریتم تئوری مورچگان

فرض کنیم توده ای از مورچه ها بخواهند برای رسیدن به منبع غذا حرکت کنند؛ ابتدا هر یک از آنها بصورت تصادفی از نقطه ای که در آن قرار گرفته به یکی از نقاط مجاور می رود و از خود اثری (Trail) باقی می گذارد. این تصمیم بر اساس میزان غلظت اثر اولیه در مسیر و طول آن اتخاذ می گردد. پس از اینکه هر مورچه یک مسیر انتخاب کرد، مکانیزم به هنگام سازی محلی (Local Trail Update) برای کاهش میزان اثر در مسیر انتخاب شده به منظور فراهم آوردن امکان انتخاب همه مسیرهای ممکن فعال می شود. همین روال انتخاب مسیر بر اساس غلظت اثر و طول و سپس به هنگام سازی محلی تا آنجا که هر مورچه از همه نقاط فضای اطراف عبور کرده و به محل اولیه باز گشته باشد، ادامه می یابد. به این ترتیب هر مورچه یک تور (Tour) کامل را طی می کند. تکمیل هر تور به معنای یافتن یک پاسخ است. با بررسی همه آنها می توان کوتاهترین مسیرها را شناسایی و در فرآیند به هنگام سازی کلی (Global Trail Update) با افزایش میزان اثر (رده پا) متناسب با عملکرد آن، در سیکل های بعدی مورچه های بیشتری را به آن مسیرهای مطلوب هدایت نمود. با شروع سیکل های بعدی، به تدریج مورچه ها تمایل بیشتری به عبور از مسیرهای خاص نشان می دهند و به این ترتیب همگرایی حاصل می شود. اولین مسئله ای که به کمک تئوری مورچگان حل شده، یافتن کوتاهترین مسیر برای سفر عده ای تاجر به چند شهر بوده به نحوی که از همه آن شهرها عبور کنند. این مسئله با عنوان TSP (Traveling Salesman Problem) شناخته می شود و الگوی اصلی در حل بسیاری از مسائل دیگر با تئوری مورد بحث بوده است.

بهینه سازی سازه های ترکیبی

در این بخش روند برنامه کامپیوتری نوشته شده به کمک MATLAB برای بهینه سازی قابهای دو بعدی RCS به کمک تئوری مورچگان، گام به گام تشریح می گردد تا در ضمن آن جزئیات بیشتری از روش مورد استفاده آشکار گردند. ابتدا مشخصات و ظرفیت باربری مقاطع ستونها و تیرها، شامل 16 مقطع مربع شکل ستون دارای ابعادی از 0.35×0.35 تا 0.60×0.60 متر با الگوهای گوناگون میلگردگذاری و 14 مقطع I شکل فولادی که از 0.16 تا 0.45 متر ارتفاع دارند، به صورت جداگانه ذخیره می شوند. تابع هدف، مجموع هزینه های ستون و تیر تعریف می شود که هزینه ستونها از حاصلضرب کل حجم آنها در قیمت واحد حجم بتن مسلح و ارزش تیرها از ضرب هزینه یک واحد وزن در کل وزن مقاطع فولادی به دست می آیند. همچنین بارگذاری لرزه ای هر سازه دلخواه با استفاده از ضریب بازتاب موجود در استاندارد ۲۸۰۰ ایران برای سطح عملکرد ایمنی جانی (Life Safety Performance Level) و سایر ضوابط تحلیل استاتیکی خطی مندرج در FEMA-273 انجام می گردد. هر چند این ضوابط خاص مقاومت سازی لرزه ای سازه های موجود تدوین شده اند، اما جامع بودن ایده اصلی در کنار ارتقاء روش های پیشین عامل استفاده روزافزون از فلسفه طرح عملکردی حتی در طراحی های جدید شده است. به منظور حصول هدف ایمنی پایه در



مورد هر سازه (Basic Safety Objective) لازم است سطح عملکرد آستانه تخریب (Collapse Prevention Performance Level) نیز کنترل شود؛ اما با وجود امکان لحاظ نمودن توسط برنامه، به علت فقدان مطالعات لرزه خیزی رسمی خاص ایران در این زمینه از آن صرفنظر می کنیم و لذا ادامه مباحث به سطح عملکرد ایمنی جانی با فرض پذیرفتن حاصلضرب شتاب مبنای طرح در ضریب بازتاب آیین نامه زلزله ایران به عنوان طیف طرح محدود می گردد.

ابتدا لازم است ترتیبی خاص برای پیمودن المانهای هر سازه جهت نسبت دادن مقطع به هر یک تعریف شود و از میان آنها، بصورت تصادفی اولین عضو هر مدل انتخاب شود. ادامه روند گزینش مقطع توسط هر مورچه به همان ترتیب تعریف شده اولیه انجام می پذیرد. برای شروع سیکل اول میزان غلظت اثر اولیه (τ_{ij}) برابر با معکوس ارزش هر المان در نظر گرفته می شود. به عبارت دیگر احتمال انتخاب مقاطع کم هزینه تر برای هر المان در ابتدا بیشتر است؛ اما وجود مکانیزم به هنگام سازی محلی باعث تغییر دائم این عامل است. از طرفی در نظر گرفتن قابلیت دید (Visibility) که به صورت ثابت، معکوس هزینه تمام شده لحاظ می شود، در تشکیل ماتریس تصمیمات به کمک رابطه زیر، سبب انتخاب مقطع دارای ارزش کمتر در صورت یکسان بودن میزان غلظت اثر می شود.

$$a_{ij}(t) = \frac{[\tau_{ij}(t)]^\alpha * [v_{ij}]^\beta}{\sum_{l \in allowed} [\tau_{il}(t)]^\alpha * [v_{il}(t)]^\beta} \quad (1)$$

در رابطه فوق $a_{ij}(t)$ درایه ای از ماتریس تصمیمات به معنای امکان انتخاب مقطع j برای عضو i در فرایند انتساب مقطع به اعضا می باشد که از ترکیب دو عامل میزان غلظت اثر یا $\tau_{ij}(t)$ و قابلیت دید یا $v_{ij}(t)$ در لحظه t به دست می آیند. پارامترهای α و β مقادیری ثابت هستند که اهمیت نسبی دو عامل $\tau_{ij}(t)$ و $v_{ij}(t)$ را کنترل می کنند. تعداد n مقطع مجاز هستند که فیود اجرایی در نظر گرفته شده را ارضا نمایند. این فیود یکی بزرگ نشدن مقطع ستون با افزایش طبقات و دیگری ثابت ماندن ارتفاع جان مقطع تیر (به لحاظ سهولت بیشتر در اجرای اتصالات) در هر طبقه می باشند. احتمال انتخاب هر مقطع مانند j برای المانی نظیر i توسط مورچه k پس از تراز کردن مقادیر تعیین شده در جدول تصمیمات به دست می آید.

$$p_{ij}^k = \frac{a_{ij}(t)}{\sum_{l \in allowed_k} a_{il}(t)} \quad (2)$$

بلافاصله پس از گزینش مقطع دارای بیشترین احتمال انتخاب، از میزان غلظت اثر منتسب به آن مقطع در همان عضو خاص توسط مکانیزم به هنگام سازی محلی کاسته می شود:

$$\tau_{ij}(t) \leftarrow \xi * \tau_{ij}(t) \quad (3)$$

پارامتر ξ مقداری بین 0 تا 1 اختیار می کند. با همین روال و بصورت موازی به تعداد مورچه های در نظر گرفته شده برای هر سیکل مدل با فرمت TCL برای تحلیل به وسیله OpenSEES ساخته می شود. با توجه به روش بارگذاری انتظار می رود جابه جایی به دست آمده از تحلیل هر مدل نزدیک به واقعیت باشد اما لازم است مقادیر نیرویی به دلیل پاسخ غیرخطی سازه هنگام وقوع زلزله با ضریب m کاهش داده شوند که برای این منظور از جدول 1 استفاده شده است.

جدول 1- ضرایب m جهت تعیین شرایط پذیرش در المانهای سازه ترکیبی در تحلیل استاتیکی خطی

m	$\frac{V}{bd\sqrt{f'_c}}$	$\frac{P}{A_g f'_c}$	
3	---	≤ 0.1	ستون ها
2	≤ 3	≥ 0.4	
1	≥ 6	≥ 0.4	
4	---	---	تیرها

در جدول فوق P و V نیروی محوری و برشی ناشی از بار جانبی، A_g و f'_c سطح مقطع و مقاومت مشخصه بتن ستون، b و d به ترتیب عرض مقطع و فاصله دورترین لایه میلگرد کششی از وجه فشاری بتن می باشند. هرچند نتایج چندین مورد تحلیل های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی جدول فوق را تا حدود قابل قبولی تأیید می کند، اما بررسی دقیق ضوابط طرح عملکردی سازه های ترکیبی همزمان با نگارش این مقاله توسط مؤلفین در دست انجام است. شرایط پذیرش (Acceptance Criteria) به کمک جدول 1 با درون یابی خطی و پس از تحلیل مدلها در هر سیکل، محاسبه می شوند. ظرفیت باربری هر عضو با استفاده از دستورالعمل های مندرج در FEMA-273 و آیین نامه های ACI [10] و AISC [11] به ترتیب در مورد ستونها و



تیرها تعیین و پس از مقایسه با نتایج تحلیل هر مدل در ترکیبات بارگذاری مختلف توابع جریمه بر هزینه تمام شده واقعی هر سازه اعمال و هزینه نهایی هر یک محاسبه می گردد. فرم کلی تابع جریمه به شکل زیر است:

$$F = W(1 + C)^e \quad (4)$$

که F هزینه نهایی، W هزینه واقعی، C تابع نقض قیود طراحی و e توان ثابت تابع هستند. قیود طراحی ستونها شامل محدود کردن دو عامل نیروی فشاری محوری در هر ستون به نیروی محوری بالانس نظیر آن مقطع (به منظور مقدم شدن زوال شکل پذیر در خمش بر زوال ترد در فشار) و اندرکنش نیروی محوری - خمش بر اساس نمودار اندرکنش هر مقطع انتخاب شده برای یک ستون خاص می باشند. از مقایسه لنگر ایجاد شده در تیرها با حداکثر ظرفیت خمشی آنها و همچنین جابه جایی نسبی طبقات با مقادیر مجاز دو تابع جریمه دیگر محاسبه می شوند که به ترتیب بر تیرها و کل سازه اعمال می گردند. هر یک از چهار جزء تابع نقض در هر ترکیب بارگذاری را می توان با C_i و در حالت کلی به صورت زیر بیان نمود:

$$C_i = \begin{cases} 0 & \text{if } \alpha_i \leq 0 \\ \alpha_i & \text{if } \alpha_i > 0 \end{cases} \quad (5)$$

$$\alpha_i = \left| \frac{R_i}{R_i^a} \right| - 1 \quad (6)$$

که R_i و R_i^a به ترتیب پاسخ سازه و بیشینه پاسخ مجاز هستند. سپس با مرتب کردن هزینه های نهایی به ترتیب صعودی تعداد λ مدل به عنوان بهترین ها انتخاب می شوند. میزان تغییر اثر در هر مقطع انتخاب شده مانند j برای المان i از سازه ای با هزینه مرتبه μ ($F^\mu(t)$) برابر است با:

$$\Delta \tau_{ij}^\mu(t) = (\lambda - \mu + 1) \frac{1}{F^\mu(t)} \quad (7)$$

اگر مقطعی برای یک المان خاص در هیچیک از مدل های درجه بندی شده انتخاب نشده باشد، چگالی اثر موجود در آن تغییر نمی کند، اما ممکن است یک مقطع خاص در چند مدل برای یک عضو گزینش شود، بنابراین مجموع تغییرات اثر اضافه شده به هر یک از رابطه زیر بدست می آید:

$$\Delta \tau_{ij}^r(t) = \sum_{\mu=1}^{\lambda} \Delta \tau_{ij}^\mu(t) \quad (8)$$

نهایتاً مقدار τ_{ij} در لحظه $t + \Delta t$ که سیکل بعد آغاز می گردد با انجام فرایند به هنگام سازی کلی از رابطه 9 به دست می آید.

$$\tau_{ij}(t + \Delta t) = (1 - \rho) \tau_{ij}(t) + \rho * \Delta \tau_{ij}^r(t) \quad (9)$$

که ρ باید مقداری ثابت بین 0 تا 1 انتخاب شود تا $(1 - \rho)$ نشان دهنده ی به اصطلاح تبخیر اثرات (Trail Evaporation) باشد. این عامل جهت جلوگیری از افزایش نامحدود τ طی سیکل های متوالی در نظر گرفته شده و در نتیجه از میزان آن در طول زمان t تا $t + \Delta t$ که یک سیکل کامل می شود کاسته می شود.

روند مدل سازی در سیکل های متوالی تا حصول همگرایی ادامه می یابد. زمانی که نسبت هزینه نهایی بهترین مدل یافته شده در چند سیکل پیاپی به کم هزینه ترین مدل یافت شده تا آن زمان کمتر از مقدار در نظر گرفته شده باشد و همچنین همه قیود طراحی ارضا شده باشند، همگرایی حاصل شده است. انتخاب مقادیر مناسب برای متغیرهای α ، β ، ζ ، ϵ و ρ که پیشتر به آنها اشاره شده در روند همگرایی الگوریتم بسیار تأثیر گذار است؛ هرچند در این مورد نمی توان قانونی کلی ارائه کرد، اما استفاده از جدول 2 در چندین مسئله حل شده نتایج مطلوبی داشته است.

جدول 2- مقادیر عددی پارامترهای تئوری مورچگان

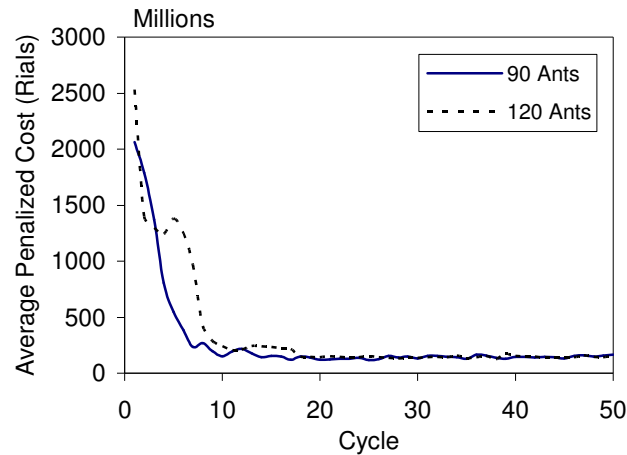
α	β	ζ	ϵ	ρ
1	0.2	0.67	1	0.5

ارقام جدول فوق با توجه به مفهوم هر پارامتر، پیشنهادات منابع مختلف در مسائل گوناگون و پس از بررسی حساسیت الگوریتم به هر یک جهت بهینه سازی سازه های ترکیبی پیشنهاد می شوند. توصیه می شود در هر سیکل مضر صحیحی از تعداد المانهای سازه، مدل ساخته و تحلیل شود. به علاوه در صورتیکه مقدار λ حدود 20٪ تعداد کل مدلها در هر سیکل لحاظ شود، روند همگرایی مناسب خواهد بود.

پس از حصول همگرایی نهایی بهتر است مدل سازه نهایی مورد تحلیل های استاتیکی و یا دینامیکی غیر خطی قرار گیرد. از آنجا که تاکنون ضوابط طرح عملکردی سازه های ترکیبی توسط آیین نامه های معتبر تدوین نشده اند، با انجام تحلیل های غیر خطی می توان واقع بینانه تر در مورد عملکرد سازه قضاوت کرد. در صورتیکه نتایج تحلیل های غیر خطی، مقادیر نیروی جانبی طبقات و شرایط پذیرش در نظر گرفته شده در تحلیل استاتیکی خطی را تأیید نکنند، لازم است پس از اصلاح فرضیات اولیه فرایند بهینه سازی تکرار گردد.

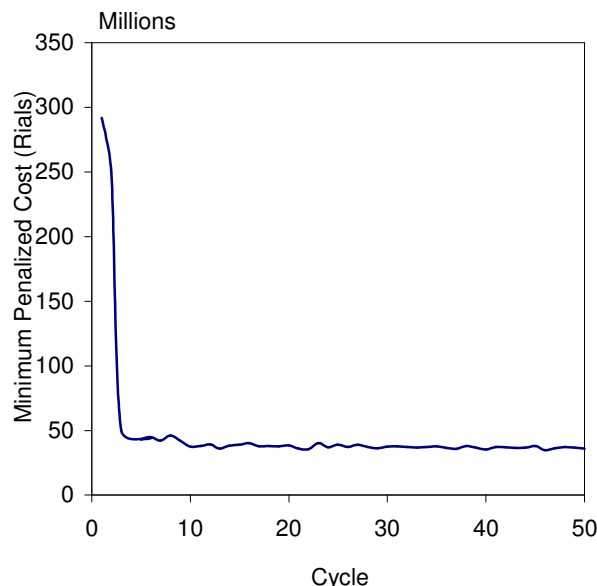
مطالعه عددی

به منظور درک بهتر مطالب فوق مراحل و نتایج بهینه سازی یک قاب دو بعدی RCS با ارتفاع 18 متر که دارای دو دهانه 5 متری در 6 طبقه با ارتفاع مساوی می باشد، تشریح می گردد. پارامترهای عددی الگوریتم مطابق جدول 2 تعیین می شوند؛ همچنین در هر سیکل 90 مدل با انتساب مقاطع گوناگون به اعضاء مختلف بررسی می شوند که همان تعداد مورچه ها را بیان می کند. نمودار شکل 5 نشان می دهد که افزایش تعداد مدلها در هر سیکل الزاماً روند همگرایی را تسریع نمی کند، هرچند مدت زمان محاسبات را به شدت افزایش می دهد.



شکل 5 - حساسیت الگوریتم تئوری مورچگان به تعداد مدل انتخابی در هر سیکل

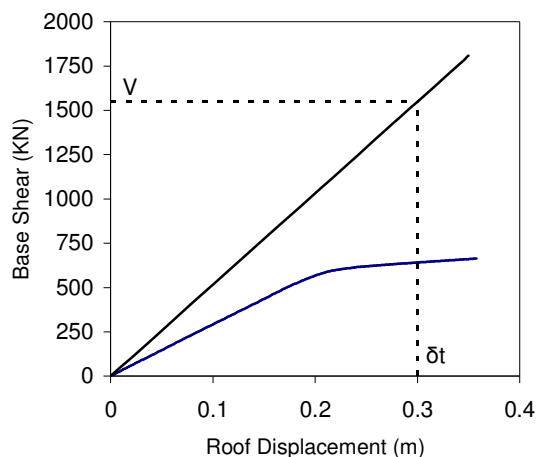
در این مثال خاص 20 مدل برتر در هر سیکل انتخاب می شوند ($\lambda=20$). هزینه واحد حجم بتن مسلح و قیمت واحد وزن فولاد به ترتیب 1000000 و 12000 ریال در نظر گرفته می شوند. نیروی جانبی طبقات با پذیرش رابطه تجربی دوره تناوب مود اصلی مربوط به سازه های بتنی محاسبه و اعمال می گردند؛ به علاوه شرایط پذیرش به کمک جدول 1 برای تیرها و ستونها محاسبه می گردد و جابه جایی نسبی حداکثر طبقات به 0.025 برابر ارتفاع هر طبقه محدود می گردد. در صورت اجرای برنامه، همگرایی زمانی به کاربر اعلام می شود که در سه سیکل پایایی حداقل هزینه نهایی محاسبه شده در آخرین سیکل بیش از 1٪ با کمترین هزینه محاسبه شده در کل سیکلهای قبل تفاوت نداشته باشد و همچنین کلیه مقادیر توابع نقض صفر باشند. در این مثال خاص سازه ای با هزینه نهایی 34812820 میلیون ریال با روندی که در شکل 6 نشان داده شده است به عنوان پاسخ به دست می آید.



شکل 6 - روند همگرایی الگوریتم تئوری مورچگان در یافتن پاسخ بهینه

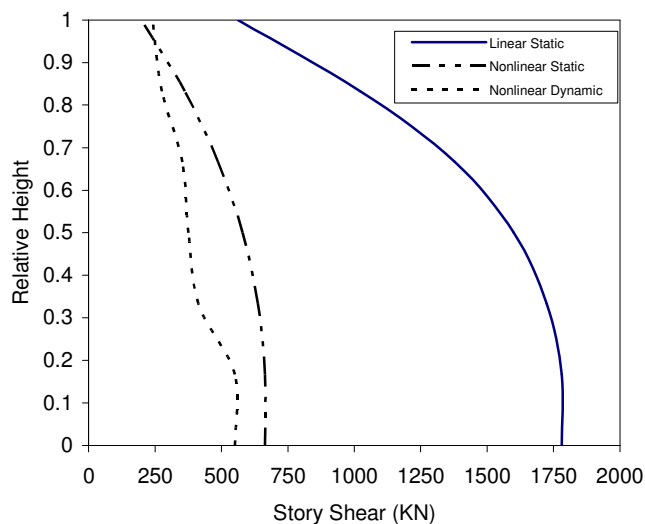
تحلیل دینامیکی پاسخ الگوریتم، نشان می دهد دوره تناوب مود اصلی سازه 0.7 ثانیه است که حدود 9٪ بیشتر از فرض اولیه می باشد؛ بنابراین با پذیرفتن پاسخ الگوریتم به عنوان جواب نهایی، جهت بررسی عملکرد واقعی سازه، مدل غیر خطی از سازه پاسخ ساخته می شود به نحوی که المانها

خواص پلاستیک گسترده در طول دارند و روند تحلیل با کنترل جابه جایی تراز بام به عنوان گره کنترل مرحله به مرحله انجام می گیرد. نمودارهای برش پایه بر حسب تغییر مکان تراز بام در دو حالت خطی و غیرخطی در شکل 7 نشان داده شده اند. علت تفاوت سختی الاستیک در دو مدل به تفاوت نوع المانها برمی گردد. در تحلیل خطی از ساده ترین المانهای سازه ای با در نظر گرفتن سطح مقطع، ممان اینرسی و مدول الاستیسیته استفاده شده در حالی که در تحلیل غیر خطی مقاطع فیبری با لحاظ کردن روابط تنش- کرنش واقعی مصالح تعریف شده اند. برش پایه (V) در تحلیل استاتیکی خطی، نظیر جابه جایی هدف (δt) حدود 10٪ کمتر از برش پایه اعمال شده در مدل اولیه است (شکل 8 مقدار برش پایه در تحلیل استاتیکی خطی را نشان داده است).



شکل 7- مقادیر برش پایه بر حسب جابه جایی تراز بام در تحلیل های استاتیکی خطی و غیر خطی

مقایسه برش طبقات در تحلیل های غیر خطی سازه نتیجه شده از الگوریتم بهینه سازی با پاسخ های آنالیز خطی همان سازه معیار مفیدی جهت ارزیابی غیر مستقیم مقادیر m و رفتار غیر خطی سازه می باشد که در شکل 8 خلاصه شده است. تحلیل های دینامیکی غیر خطی به کمک سه شتاب نگاشت به مقیاس درآمده انجام شده اند که بیشینه پاسخ ها گزارش شده است. مشاهده می شود که مقادیر برش واقعی طبقات اغلب کمتر از ثلث نیروهای الاستیک هستند. هرچند بهتر است در مورد توزیع قائم برش پایه بیشتر مطالعه شود.



شکل 8- توزیع برش در ارتفاع توسط تحلیل های استاتیکی خطی و غیر خطی و دینامیکی غیر خطی

در مورد تیرها، میانگین نسبت های لنگر خمشی ایجاد شده در تحلیل خطی به مقادیر نظیر در تحلیل های غیر خطی عدد 3.83 به دست آمد که هماهنگی قابل قبولی با فرض اولیه برای مقدار m در تیرها دارد



نتیجه گیری

سازه های ترکیبی به علت استفاده بهینه از مصالح در مقایسه با سازه های رایج هم از بعد اقتصادی و هم از بعد رفتاری مناسب تر محسوب می شوند. راهکار خاصی که برای اجرای این سازه ها در قالب اتصال تیر به ستون ارائه شده، با تلفیق شیوه های سنتی با روشهای صنعتی سبب بهره گیری بیشتر از مزایای ذاتی سازه های ترکیبی و تسهیل در اجرا می گردد. مقاله حاضر به کمک تئوری مورچگان و مبانی طرح عملکردی، امکان طراحی سریع، ساده و بهینه چنین سازه هایی را فراهم می آورد تا به کمک آن و پس از بررسی کامل تأثیر اتصالات تیر به ستون و پارامترهای گوناگون طرح عملکردی مجموعه ضوابطی منسجم و کارآمد در تحلیل و طراحی سازه های RCS با روش اجرای مورد نظر تدوین نمود. تکمیل این بحث به انجام حداقل دو پژوهش جداگانه دیگر نیازمند است که پیشتر نیز غیرمستقیم مورد اشاره قرار گرفته اند: اول، بررسی اتصالات تیر به ستون که پیشنهادی خاص برای آن در ابتدا ارائه شده است. نمودار شکل 3 نشان می دهد این اتصال با وجود چرخش بسیار کم قادر است تا حدود لنگر پلاستیک مقطع I شکل کوپل نیرو تحمل کند؛ بنابراین پتانسیل انجام تحقیقات بیشتر پیرامون این اتصال و اجزاء آن توسط نرم افزارهای تحلیل گر و یا مطالعات آزمایشگاهی اثبات شده است. در صورت گردآوری ضوابط طراحی بهینه این اتصال و لحاظ نمودن رفتار واقعی آن در الگوریتم بهینه سازی، علاوه بر اینکه مدل واقع بینانه ای از سازه تحلیل و طراحی می گردد، امکان بررسی تأثیر سختی مدل‌های گوناگون اتصال تیر به ستون در رفتار سازه فراهم می گردد. دوم، تدوین ضوابط طرح عملکردی سازه های ترکیبی که در نتیجه آن با انجام تحلیل های ساده خطی می توان رفتار و عملکرد واقعی سازه های ترکیبی را پیش بینی و بهبود بخشید. تا پیش از اتمام تحقیقات فوق پیشنهاد می شود به لحاظ صلب نبودن اتصالات تیر به ستون در این سازه ها از نمودارهایی مشابه شکل 3 برای در نظرگرفتن سختی خمشی اتصال استفاده شود. به منظور بارگذاری لرزه ای می توان به کمک ضوابط تحلیل استاتیکی خطی مندرج در FEMA-273 و استفاده از رابطه تجربی مربوط به سازه های بتنی، دوره تناوب مود اصلی مدل مورد نظر را تخمین زد و نیروی جانبی طبقات را تعیین نمود. در ارزیابی شرایط پذیرش و طراحی هر عضو نیز می توان از جدول 1 کمک گرفت. جهت تسریع روند همگرایی، مقادیر جدول 2 و سایر توصیه های ذکر شده پیرامون تعداد مدلها در هر سیکل و مقدار λ را می توان در حالت کلی مناسب دانست. لازم است پس از حصول همگرایی، با تعیین دوره تناوب مود اصلی توسط تحلیل دینامیکی و همچنین شاخص پایداری طبقات، فرضیات اولیه بارگذاری شامل دوره تناوب مود اصلی سازه و اثرات استاتیکی و دینامیکی Δ -P کنترل شوند. به علاوه بهتر است با انجام حداقل یک تحلیل استاتیکی و یا دینامیکی غیر خطی نیروی جانبی طبقات و شرایط پذیرش اعمال شده در تحلیل استاتیکی خطی مورد ارزیابی قرار گیرند. امید است این مقاله توانسته باشد از منظری علمی- کاربردی یک گام اولیه به سمت ارتقاء تکنولوژی ساخت و بهبود روشهای رایج در تحلیل و طراحی سازه ها در کشور برداشته باشد.

مراجع

1. Silvia Mazzoni, Frank McKenna, Michael H. Scott, Gregory L. Fenves.(2006) *Open System for Earthquake Engineering Simulation Command Language Manual* . <http://opensees.berkeley.edu/index.php>
2. Brent B. Welch, Ken Jones, Jeffrey Hobbs. (2003) *Practical Programming in Tcl and Tk*. Prentice Hall PTR, USA.
3. Applied Technology Council. (1997) NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings. *FEMA Publication 273*.
4. Tauqir M..Sheikh, Gregory G. Deierlein and Joseph A. Yura. (1988) Beam-Column Moment Connections for Composite Frames. *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol 115, No 11, 2858-2896.
5. Joseph M. Bracci, Walter P. Moore Jr. (1999) Seismic Design and Constructability of RCS Special Moment Frames. *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol 125, No 4, 385-392.
6. Michael N. Bugeja, Joseph M. Bracci and Walter P. Moore Jr. (2000) Seismic Behaviour of Composite RCS Frame Systems. *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol 126, No 4, 429-436.
7. Chin-Tung Cheng, Cheng-Chih Chen.(2005) Seismic Behaviour of Steel Beam and Reinforced Concrete Column Connections. *Journal of Construction Steel Research*. 61, 587-406.
8. M. Dorigo, V. Maniezzo and A. Colomi. (1991) Distributed optimization by Ant Colonies. *First European Conference on Artificial Life*, Cambridge
9. Charles V. Camp, Barron J. Bichon, (2004) Design of Space Trusses Using Ant Colony Optimization. *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol 130, No 5, 741-75.1
10. American Concrete Institute Committee 318. (2002) Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary.
11. American Institute of Steel Construction, Inc. (1999) Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings.