

طراحی بهینه قابهای بتن مسلح بر اساس عملکرد

علیرضا حبیبی^{*}، حمید محرمی^{**} و عباسعلی تسنیمی^{***}
دانشکده مهندسی، گروه عمران، دانشگاه کردستان

(دریافت مقاله: ۱۳۸۶/۱۲/۱۹ - دریافت نسخه نهایی: ۱۳۸۸/۶/۲۱)

چکیده
در روش‌های طراحی مبتنی بر عملکرد (PBD)، سازه معمولاً برای پاسخگویی به معیارهای عملکردی در یک فرآیند تکراری طراحی می‌شود. هدف از این تحقیق تعریف و فرموله کردن مسأله PBD به عنوان یک مدل بهینه‌سازی و توسعه یک روش مبتنی بر رایانه برای یافتن طراحی بهینه‌سازی مبتنی بر عملکرد (OPBD) از قاب‌های بتن مسلح (RC) است. ابتدا، تعریف مدل بهینه‌سازی ارائه می‌شود و روابط صریحی بین متغیرهای طراحی و تابع هدف و محدودیت‌ها استخراج می‌شود. برای حل مسأله بهینه‌سازی، از روش تحلیل حساسیت غیرخطی و روش تقریب محدب استفاده می‌شود. برای اثبات قابلیت‌های روش پیشنهادی، مثال‌های عددی ارائه می‌شود.

واژگان کلیدی
بهینه‌سازی، طراحی مبتنی بر عملکرد، قاب بتن مسلح، تحلیل حساسیت غیرخطی.

Optimal Performance-Based Design of Reinforced Concrete Frames

A. R. Habibi, H. Moharrami and A. A. Tasnimi

Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, University of Kurdistan

Abstract: In traditional methods of Performance-Based Design (PBD), the structure is usually designed to satisfy the performance criteria in an iterative manner. The objective of this research is to define and formulate the PBD problem as an optimization model and to develop a computer-based method for finding Optimal Performance-Based Design (OPBD) of Reinforced Concrete (RC) Frames. First, a definition of the optimization model is provided and explicit relations are then derived for the objective function and constraints of the problem utilizing a nonlinear sensitivity analysis with respect to design variables and the convex approximation method. To solve the optimization problem thus obtained, the dual method is utilized. Some numerical examples are provided to illustrate the capabilities of the proposed method.

Keywords: Optimization, Performance-Based Design, Reinforced concrete frame, Nonlinear sensitivity analysis.

*** - استاد

** - دانشیار

* - استادیار

به دنبال زلزله‌های اخیر دنیا مانند زلزله‌های لوماپریتا^۱ در سال ۱۹۸۹ و نورث‌ریدج^۲ در سال ۱۹۹۴ و احساس نیاز برای عملکرد بهتر و کنترل سطح خسارت سازه، روش طراحی بر اساس عملکرد^۳ (PBD) به عنوان روشی که مبتنی بر پذیرش تغییرمکان و شکل‌پذیری مورد نظر (و هماهنگ با سطح عملکرد مورد انتظار) باشد، مورد توجه و انتظار قرار گرفت. این روش در مراجع معتبری مانند FEMA273 [۱]، FEMA356 [۲] و ATC40 [۳] مورد تاکید و توجه قرار گرفته است. ارزیابی نسبتاً جامعی در مورد طراحی بر اساس عملکرد در حال توسعه و خلاصه‌ای از تحقیقات و بحث‌های مهم در این زمینه، در مرجع [۴] آمده است. در روش سنتی طراحی بر اساس عملکرد، به دلیل پیچیدگی‌های خاص آن از قبیل لزوم تعیین عملکرد سازه و در نظر گرفتن رفتار غیر خطی، تصمیم‌گیری برای افزایش یا کاهش ابعاد اجزای سازه برای آنکه کلیه شرایط طراحی در سطح عملکرد مورد نظر برآورده شود، مشکل است. در این روش علاوه بر نیاز به سعی و خطاهای متعدد به کمک عملیات رایانه‌ای و دستی، تضمینی برای اقتصادی شدن طرح وجود ندارد؛ زیرا فقط تعداد کمی از اعضا به ظرفیت تغییرشکل خود می‌رسند و از بقیه اعضا به صورت مطلوب استفاده نمی‌شود. در روش بهینه‌سازی طراحی بر اساس عملکرد که نگرشی جدید در این زمینه محسوب می‌شود، علاوه بر کاستن تعداد عملیات سعی و خطای طراحی و در نتیجه صرفه جویی در وقت، با توزیع مناسب مصالح در اعضای سازه و بهره‌جویی از ظرفیت اعضای بیشتر می‌توان به طرح اقتصادی و عملکرد بهینه دست یافت.

با وجود قدمت زیاد بهینه‌یابی سازه‌ای که به زمان گاليله مربوط می‌شود و همچنین قدمت بیش از چهار دهه برای بهینه‌یابی قابهای بتنی، به خاطر جدید بودن ایده طراحی بر اساس عملکرد، تحقیقات کمی در مورد موضوع بهینه‌سازی طراحی با استفاده از معیارهای مبتنی بر عملکرد، وجود دارند و قدمت این شاخه از تحقیقات به قرن بیست و یکم برمی‌گردد. یک و همکارانش [۵] در سال ۱۹۹۹، یک چارچوب کلی را برای

طراحی بهینه در طراحی بر اساس عملکرد سامانه‌های سازه‌ای که در یک محیط دینامیکی متغیر کار می‌کنند با در نظر گرفتن محدوده پاسخ الاستیک سازه، پیشنهاد دادند. گانزری و همکارانش [۶] در سال ۲۰۰۰ تحلیل بار افزون و ایده طراحی بر اساس عملکرد را در بهینه‌سازی طراحی یک قاب یک دهانه و یک طبقه استفاده کردند. در مقاله آنها، هدف طراحی، حداقل کردن هزینه بتن‌ریزی و آرماتوربندی تحت قیود چرخشهای پلاستیک در انتهای اعضای سازه‌ای بود. در کار آنها، فقط یک سطح عملکرد بهره‌برداري فوری، در بهینه‌سازی در نظر گرفته شد و سطوح عملکردی دیگر کنترل شدند. علاوه بر این، برای قیود روابط صریح ریاضی تشکیل نشده بودند و هیچ اطلاعاتی از تحلیل حساسیت فراهم نبود. فولی [۷] در سال ۲۰۰۲ یک دید کلی برای تحلیل سازه‌ای و مراحل طراحی در طراحی بهینه بر اساس عملکرد، فراهم کرد. او یک مسئله بهینه‌سازی PBD به شکل استاندارد پیشنهاد کرد ولی هیچ راهکار مشخصی برای حل آن ارائه نکرد. گنگ [۸] در سال ۲۰۰۳ یک روش رایانه‌ای خودکار برای طرح بهینه قابهای فولادی دو بعدی بر اساس عملکرد توسعه داد. در روش توسعه یافته، محدودیت تغییرمکان نسبی طبقات سازه در انواع سطوح عملکردی به‌عنوان قیود طراحی در نظر گرفته شدند. شکلهای صریحی از قیود بر حسب متغیرهای طراحی، با استفاده از تحلیل حساسیت غیرخطی در سطوح مختلف عملکرد، استخراج شدند. زو و شان [۹] در سال ۲۰۰۵ بهینه‌سازی توزیع میلگرد قابهای بتن مسلح را با در نظر گرفتن معیار تغییرمکان نسبی به‌عنوان تنها معیار عملکردی، بر اساس یک سطح عملکرد انجام دادند. در تحقیقات آنها، روش معیار بهینگی برای طراحی عملکردی جابه‌جایی غیر الاستیک تحت بارگذاری طیفی و بارگذاری بار افزون، به کار رفت. مقدم و کرمی [۱۰] در سال ۲۰۰۱ روش تغییرشکلهای یکنواخت را برای دستیابی به الگوی بار بهینه و بهبود عملکرد لرزه‌ای برای طراحی لرزه‌ای سازه‌های برشی توسعه دادند. مقدم و حاجی رسولیها [۱۱] در سال ۲۰۰۵، تاثیر نحوه توزیع عوامل مقاوم در سازه را بر عملکرد لرزه‌ای آن با استفاده از روش تغییرشکلهای یکنواخت،

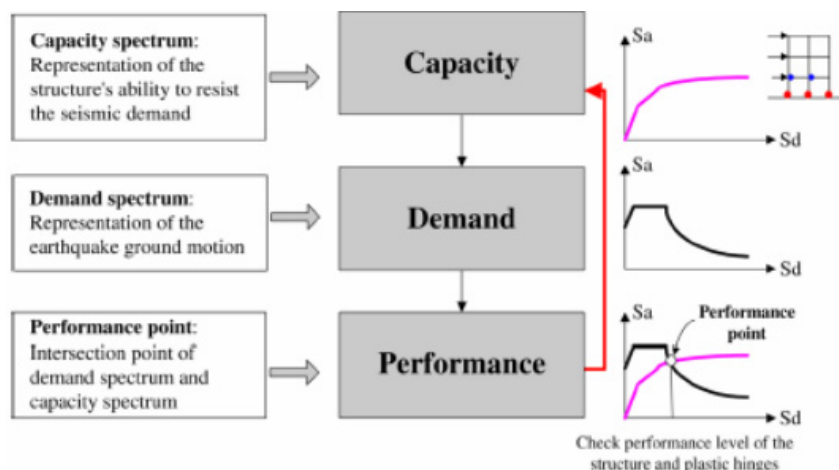
مطالعه کردند. در تحقیقات آنها، هدف یکنواخت کردن توزیع جابه‌جاییهای سازه برای اصلاح الگوی بارگذاری در یک عملکرد خاص بود. مقدم و اسدی [۱۲] در سال ۲۰۰۶، روش تغییرشکل‌های یکنواخت را با در نظر گرفتن معیار تغییرمکان نسبی طبقات سازه به‌عنوان معیار عملکردی، برای توزیع بهینه میلگرد در قابهای بتن مسلح به‌کار بردند. در تحقیقات آنها، ابعاد مقاطع بتنی ثابت فرض شد و مقدار آرماتورهای طولی به‌عنوان متغیرهای طراحی فرض شدند.

با وجود اینکه تحقیقات ارزشمندی در سالهای اخیر در مورد طراحی بهینه بر اساس عملکرد انجام شده است، مطالعه تاریخیچه موضوع نشان می‌دهد که اولاً تحقیقی در مورد بهینه‌سازی همزمان سختی و مقاومت قابهای بتنی در طراحی بر اساس عملکرد وجود ندارد؛ ثانیاً هیچ روش بهینه‌سازی که بتواند همزمان همه معیارهای عملکردی (عملکرد سازه و عملکرد عضو) را در بر بگیرد، توسعه نیافته است. هدف از تحقیق حاضر، ارائه یک روش بهینه‌سازی است که علاوه بر توزیع بهینه سختی و مقاومت به‌طور همزمان، توانایی در نظر گرفتن همه معیارهای عملکردی را به‌طور همزمان داشته باشد. در روش توسعه یافته، پس از فرمولبندی مسئله طراحی بر اساس عملکرد در قالب یک مسئله بهینه‌سازی، الگوریتم بهینه‌سازی محدب با اعمال اصلاحاتی در بخش مربوط به تعیین برای جستجو و حل مسئله دوگان، به‌کار می‌رود. همچنین در روش پیشنهادی، با توجه به اینکه ابعاد مقاطع تیرها و ستونها و مقدار آرماتورهای طولی، بر خلاف روشهای موجود طراحی بهینه بر اساس عملکرد، به‌طور همزمان به‌عنوان متغیرهای طراحی وارد مدل بهینه‌سازی می‌شود، امکان بهینه‌سازی سختی (در اثر متغیرهای ابعاد) و بهینه‌سازی مقاومت (در اثر متغیرهای ابعاد و آرماتور) میسر می‌شود.

۲- طراحی بر اساس عملکرد

در ادبیات علمی مربوط به طراحی ساختمانها بر اساس عملکرد، چهار سطح عملکرد تعریف شده‌اند [۱ - ۴] که سطوح

قابل استفاده^۴ (OP)، بهره‌برداری فوری^۵ (IO)، ایمنی جانی^۶ (LS) و جلوگیری از فروریزش^۷ (CP) نامیده می‌شوند و هر کدام مشخصه‌های خاص خود را دارند. به‌طور خلاصه سطح قابل استفاده، سطح عملکردی است که در آن ساختمان هیچ صدمه‌ای نمی‌بیند؛ در سطح بهره‌برداری فوری، خسارت جزئی به اعضای سازه‌ای وارد می‌شود؛ در سطح ایمنی جانی، ساختمان ممکن است خسارت زیادی را در اجزای سازه‌ای تجربه کند و سطح جلوگیری از فروریزش هنگامی رخ می‌دهد که ساختمان به حالت ناپایداری کلی یا موضعی رسیده باشد. در این مقاله از روش طیف ظرفیت که توسط ATC40 [۱] برای ارزیابی عملکرد سازه توصیه شده است، استفاده می‌شود. در روش طیف ظرفیت، تغییرمکان تقاضا در یک نقطه روی طیف ظرفیت اتفاق می‌افتد که نقطه عملکرد نام دارد. این نقطه موقعیتی را نشان می‌دهد که در آن، ظرفیت سازه با تقاضای لرزه‌ای تحمیل شده بر سازه تحت یک زمین‌لرزه مشخص، برابر است. برای تعیین نقطه عملکرد با استفاده از روش طیف ظرفیت، ابتدا منحنی ظرفیت سازه (تغییرات برش پایه در مقابل تغییرمکان هدف) به طیف ظرفیت (تغییرات شتاب طیفی در مقابل تغییرمکان طیفی) تبدیل می‌شود و سپس از تقاطع آن با طیف پاسخ مطابق شکل (۱)، نقطه عملکرد به‌دست می‌آید. عملیات به‌صورت سعی و خطا با شروع از یک نقطه عملکرد فرضی برای رسیدن به همگرایی نقطه عملکرد ادامه می‌یابد. برای تعیین اینکه آیا ساختمان به هدف عملکردی مورد نظر می‌رسد یا خیر، کمیتهای پاسخ سازه حاصل از تحلیل سازه، با محدودیتهای مربوط به سطوح عملکردی مقایسه می‌شوند. معیارهای پاسخ به دو دسته شامل معیارهای پذیرش کلی ساختمان و معیارهای پذیرش اعضا تقسیم می‌شوند. در تحقیق حاضر، طبق توصیه دستورالعملهای موجود، کنترل تغییرمکان نسبی طبقات سازه به‌عنوان معیار پذیرش کلی ساختمان و کنترل چرخشهای پلاستیک انتهای اعضا (برای اعضای کنترل شونده توسط تغییرشکل) و کنترل مقاومت اعضا (برای اعضای کنترل شونده توسط نیرو) به‌عنوان معیار پذیرش اعضا برای سازه‌های بتنی به‌کار می‌روند.



شکل ۱- ارزیابی عملکرد با استفاده از روش طیف ظرفیت

آرماتور برای عضو Z_M ، c_f هزینه واحد سطح قالب‌بندی و b^j ، h^j و L^j به ترتیب عرض، ارتفاع و طول عضو بتن مسلح، A_{sL}^j ، A_{sM}^j و A_{sR}^j به ترتیب سطح مقطع آرماتور به کار رفته در ستون Z_M ، A_{sL}^j ، A_{sM}^j و A_{sR}^j به ترتیب سطح مقطع آرماتورهای چپ، وسط و راست به کار رفته در تیر Z_M و R_L^j ، R_M^j و R_R^j به ترتیب درصد طولی آرماتورهای چپ، وسط و راست به کار رفته در تیر Z_M می‌باشند.

قیود طراحی بر اساس عملکرد شامل کنترل معیار عملکردی ساختمان (تغییر مکان نسبی طبقات) و کنترل معیار عملکردی عضو (چرخش پلاستیک یا مقاومت عضو) می‌باشد. با این تعاریف، حال طراحی بهینه بر اساس عملکرد را می‌توان مطابق روابط زیر به شکل یک مسئله استاندارد بهینه‌سازی بیان نمود:

Minimize $Z = C(X)$ Subject to

$$C_1: {}^{lp}\delta_s - \bar{\delta} \leq 0 \quad (s = 1, 2, \dots, n_\delta); (lp = 1, \dots, nlp)$$

$$C_2: {}^{lp}\theta_r - \bar{\theta}_r \leq 0 \quad (r = 1, 2, n_\theta)$$

$$C_3: {}^{lp}F_i - S_i \leq 0 \quad (i = 1, 2, \dots, n_s)$$

$$C_4: x_j^l - x_j \leq 0, \quad x_j - x_j^u \leq 0 \quad (j = 1, 2, \dots, n_x)$$

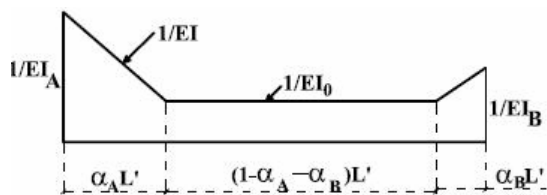
(۲)

۳- تشکیل روابط ریاضی مسئله طراحی بهینه بر اساس عملکرد

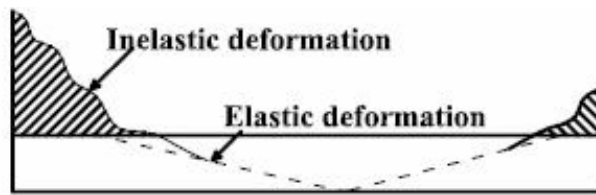
بهینه‌سازی سازه‌ای، مقادیر بهینه پارامترهای طراحی را برای رسیدن به بهترین خروجی یک هدف معین که معیارهای مشخص ریاضی، هدف حداقل یا حداکثر کردن یک تابع بر حسب چندین پارامتر (متغیرهای طراحی) تحت تعدادی شرایط طراحی (قیود طراحی) می‌باشد. در این مقاله، عرض و ارتفاع مقطع تیرها و ستونها، سطح مقطع آرماتور طولی به کار رفته در ستونها و مقدار آرماتورهای طولی فشاری و کششی تیرها در سه ناحیه چپ، راست و وسط تیر، به عنوان متغیرهای طراحی در نظر گرفته می‌شوند. تابع هدف، هزینه سازه شامل هزینه‌های بتن‌ریزی، آرماتوربندی و قالب‌بندی، می‌باشد که با فرض مقاطع مستطیلی برای تیرها و ستونها، آن را می‌توان مطابق معادله زیر بیان نمود:

$$C(X) = \sum_{j=1}^{n_c} \left[c_c^j (b^j h^j - A_s^j) + c_s^j A_s^j + 2c_f (b^j + h^j) \right] L^j + \sum_{j=1}^{n_b} \left[c_c^j (b^j h^j - R_L^j A_{sL}^j - R_M^j A_{sM}^j - R_R^j A_{sR}^j) + c_s^j (R_L^j A_{sL}^j + R_M^j A_{sM}^j + R_R^j A_{sR}^j) + c_f (b^j + 2h^j) \right] L^j \quad (1)$$

که در آن، X بردار متغیرهای طراحی، n_c و n_b به ترتیب تعداد اعضای ستون و تیر، c_c^j و c_s^j به ترتیب هزینه واحد حجم بتن و



شکل ۳- نمودار نرمی خمشی عضو بتنی در حالت غیرخطی



شکل ۲- توزیع انحنا در طول یک عضو

تحلیل دینامیکی غیرخطی وجود دارند [۲]. در این تحقیق، از تحلیل بار افزون که به عنوان یک روش موثر برای برآورد پاسخهای غیرخطی سازه توسط FEMA273 [۲] و ATC40 [۱] توصیه شده است، برای تحلیل غیرخطی قاب بتنی استفاده می‌شود. در تحلیل بار افزون، نیروهای جانبی به صورت یک الگوی بارگذاری مشخص به طور گام به گام افزایش می‌یابند تا اعضای سازه‌ای به تدریج وارد مرحله تسلیم شوند و این عمل تا زمانی ادامه می‌یابد که سازه ناپایدار شود یا یکی از حالات حدی عملکردی اتفاق بیافتد. در تحلیل غیرخطی سازه، ابتدا بایستی یک مدل غیرخطی مناسب برای اعضا انتخاب شود. در این مقاله، یک مدل غیر خطی مناسب که قبلاً توسط پارک و همکارانش برای عضو بتن مسلح توسعه داده شده و در نرم افزار IDARC به کار رفته است [۱۳]، با اصلاحاتی مورد استفاده قرار می‌گیرد. در این مدل، منحنی تغییرات انحنا در طول عضو مطابق شکل (۲) و نمودار نرمی خمشی به صورت شکل (۳) در نظر گرفته می‌شوند. همان‌طور که مشاهده می‌شود، نواحی دو انتهای عضو دارای رفتار غیر الاستیک و ناحیه میانی عضو دارای رفتار الاستیک است. در این تحقیق، از یک منحنی لنگر-انحنای سه خطی برای بیان مشخصه‌های رفتار غیرخطی عضو استفاده می‌شود. از اصلاحات مهمی که در مدل رفتار غیرخطی عضو در تحقیق حاضر در نظر گرفته شده است، متغیر بودن منحنی لنگر-انحنای ستونها با توجه به اثرات نیروی محوری در هر گام بارگذاری است که در نرم افزار IDARC ثابت فرض شده است. برای جزییات بیشتر در این مورد، به مراجع [۱۴] و [۱۵] مراجعه شود.

در فرمولبندی بالا Z تابع هدف، بالانویس l_p مربوط به الگوی بارگذاری مورد نظر (الگوی بارگذاری یکنواخت، توانی و مودال طبق تعریف FEMA356)، n_{lp} تعداد الگوی بارگذاری، n_{δ} تعداد طبقات سازه، n_{θ} تعداد مقاطع کنترلی چرخش پلاستیک و n_s تعداد مقاطع کنترلی مقاومت‌اند. δ و $\bar{\theta}$ به ترتیب تغییرمکان نسبی و تغییرمکان نسبی مجاز طبقه، θ و $\bar{\theta}$ به ترتیب چرخش پلاستیک و چرخش پلاستیک مجاز مقطع عضو، F نیروی داخلی و S نیروی مقاوم مقطع عضو. قیود طراحی دسته C_1 و C_2 که از محدودیت‌های اصلی در طراحی بر اساس عملکرد به شمار می‌روند، به ترتیب مربوط به کنترل تغییرمکان نسبی طبقات سازه و چرخش پلاستیک انتهای اعضای سازه‌ای در سطح عملکرد مورد نظرند. قیود طراحی دسته C_3 که از محدودیت‌های فرعی در طراحی بر اساس عملکرد است، مربوط به کنترل مقاومت اعضای سازه در سطح عملکرد مورد نظر است. قیود طراحی دسته C_4 محدودیت‌های حداقل و حداکثر اندازه متغیرهای طراحی است. توجه شود که مدل بهینه‌سازی تعریف شده مطابق رابطه (۲)، در حالت کلی می‌تواند برای چندین الگوی بارگذاری به طور همزمان به کار رود. همچنین نیروهای زلزله در دو جهت مخالف می‌تواند به عنوان دو الگوی بارگذاری متفاوت وارد مدل بهینه‌سازی شود.

۴- تحلیل سازه

در طراحی بر اساس عملکرد، به طور کلی چهار روش برای تحلیل شامل تحلیل استاتیکی خطی، تحلیل دینامیکی خطی، تحلیل استاتیکی غیرخطی (تحلیل بار افزون^۱) و

۵- تحلیل حساسیت

$$d\Delta d^{(i)}/dx_j =$$

$$\left[K_T^{(l)} \right]^{-1} \left(dP^{(l)}/dx_j - dF^{(i-1)}/dx_j - \Delta d^{(i)} dK_T^{(l)}/dx_j \right) \quad (4)$$

برای استفاده از رابطه (۴)، باید حساسیت ماتریس سختی مماسی، حساسیت بردار نیروهای داخلی و حساسیت بردار بارهای خارجی تعیین شوند. با توجه به اینکه ماتریس سختی مماسی سازه از مجموع ماتریس سختی اعضا به دست می‌آید، حساسیت ماتریس سختی مماسی را می‌توان از مجموع حساسیت ماتریس سختی اعضا تعیین کرد. حساسیت ماتریس سختی عضو، با توجه به مدل غیرخطی تعریف شده در بخش قبلی، تابعی از حساسیت سختی خمشی نواحی مختلف عضو و حساسیت طول نواحی الاستیک و غیر ارتجاعی عضو خواهد بود که این حساسیتها خود تابعی از حساسیت تغییرشکل و نیروی داخلی اعضا هستند. بنابراین تحلیل حساسیت غیرخطی درگیر یک حل تکراری خواهد شد. همچنین از آنجا که در تحلیل بار افزون، بردار بار خارجی تابعی از الگوی بارگذاری است و الگوی بارگذاری تابعی از مشخصه‌های ارتعاشی سازه مانند پیروید و شکل مود ارتعاشی است که این مشخصه‌ها خود تابعی از سختی سازه‌اند؛ حساسیت بردار بار خارجی تابعی از حساسیت سختی سازه خواهد بود. در مورد جزئیات استخراج معادلات حساسیت سختی مماسی، نیروی داخلی و نیروی خارجی و الگوریتم حل غیرخطی معادلات حساسیت به مراجع [۱۵ و ۱۶] مراجعه شود.

۶- الگوریتم بهینه‌سازی

علی‌رغم اینکه انواع وسیعی از روشهای عددی تا به حال برای بهینه‌سازی توسعه یافته و در حل مسائل بهینه‌سازی به کار رفته‌اند، به دلیل پیچیدگی مسائل بهینه‌سازی، هیچ روش عمومی که همه مسائل را در بر گیرد، وجود ندارد. در مسائل طراحی، اغلب با قيودی روبرو هستیم که به صورت صریحی بر حسب متغیرهای طراحی قابل بیان نیستند. به همین جهت از بسط سری تیلور (که بر اساس آن هر تابع را می‌توان بر حسب مقدار تابع و مشتقات آن در یک نقطه نوشت) استفاده شده و روابط

تحلیل حساسیت یک گام مهم و ضروری در بهینه‌سازی طراحی سازه‌ها است. حساسیت یک پاسخ سازه‌ای عبارت‌اند از میزان تغییر آن به ازای یک واحد تغییر در متغیر طراحی نظیر ابعاد یا نسبت آرماتورهای تیرها و ستونها. در طراحی بر اساس عملکرد که معمولاً از روش غیرخطی برای تحلیل سازه استفاده می‌شود، تحلیل حساسیت غیرخطی^۹ سازه مورد نیاز است. دو دیدگاه کلی برای تحلیل حساسیت شامل روش تحلیلی (AM) و روش تفاضل محدود (FDM) وجود دارد. علی‌رغم ساده بودن روش FDM، نتایج آن برای تحلیل حساسیت غیرخطی بخصوص برای قابهای بتنی که دارای متغیرهای طراحی از مرتبه غیر یکسان‌اند ممکن است فاقد دقت لازم و نا معتبر باشد [۱۵ و ۱۶]. از این رو در این تحقیق یک روش دقیق برای تحلیل حساسیت غیرخطی سازه به کار می‌رود. برای استخراج معادلات حساسیت غیرخطی از معادلات نیوتن-رافسون اصلاح شده که مطابق رابطه زیر نوشته می‌شوند [۱۷]، استفاده می‌گردد.

$$K_T^{(l)} \Delta d^{(i)} = P^{(l)} - F^{(i-1)}; \quad (3)$$

$$d^{(l)} = \sum_i \Delta d^{(i)}; \quad D^{(l)} = \sum_i d^{(l)}$$

در معادله (۳)، $K_T^{(l)}$ ماتریس سختی مماسی سازه، تابعی از سختی اعضا و سختی عضو خود تابعی از سختی خمشی نواحی مختلف و طول نواحی الاستیک و غیر الاستیک عضو است؛ $P^{(l)}$ بردار بار خارجی، تابعی از الگوی بارگذاری است؛ $d^{(l)}$ بردار تغییرمکان در گام بارگذاری l ام، $\Delta d^{(i)}$ بردار تغییر تغییرمکان در تکرار نیوتن-رافسون i ام و $F^{(i-1)}$ بردار نیروهای داخلی در تکرار $(i-1)$ ام‌اند. با مشتق‌گیری از معادله (۳) نسبت به متغیر طراحی دلخواه x_j ، می‌توان حساسیت افزایشی بردار تغییرات تغییرمکان نسبت به این متغیر طراحی را در تکرار نیوتن-رافسون i ام، با فرض اینکه سایر حساسیتها معلوم باشند، مطابق رابطه (۴) محاسبه کرد. بردار حساسیت تغییرمکان کلی سازه از مجموع حساسیتهای افزایشی به دست آمده از رابطه (۴)، تعیین می‌شوند.

که در آن، f_1^0 به مشتقات اول تابع $f(x)$ نسبت به متغیرهای x_i اشاره دارد. علامت \sum_+ نشانگر جمع روی جمله‌هایی است که دارای f_1^0 مثبت و \sum_- نشانگر جمع روی جمله‌هایی است که دارای f_1^0 منفی اند. با نرمالیزه کردن متغیرهای طراحی x_i نسبت به متغیرهای طراحی فعلی x^0 و تعاریف $x'_i = x_i / x_i^0$ و $f'_i = f_i^0 / x_i^0$ به صورت زیر نیز قابل بیان است:

$$f(x) = \sum_+ f'_i x'_i - \sum_- \frac{f'_i}{x'_i} + f(x^0) - \sum |f'_i| \quad (6)$$

مسئله بهینه‌سازی طراحی قابهای بتن مسلح بر اساس عملکرد را که در روابط (۲) آورده شده است، به شکل استاندارد زیر می‌توان نوشت:

$$\begin{aligned} \min \quad & c_0(x) \\ \text{subject to} \quad & c_j(x) \leq 0, \quad (j=1, \dots, m) \end{aligned} \quad (7)$$

که در آن، $c_0(x)$ تابع هدف و $c_j(x)$ توابع قيود طراحی هستند. با به‌کارگیری معادله ۶ و صرف‌نظر از علامت پریم (')، مسئله را می‌توان به شکل زیر محدب کرد:

$$\begin{aligned} \min \quad & \sum_+ c_{i0} x_i - \sum_- \frac{c_{i0}}{x_i} - \bar{c}_0 \\ \text{subject to:} \quad & \sum_+ c_{ij} x_i + \sum_- \frac{c_{ij}}{x_i} \leq \bar{c}_j \quad (j=1, \dots, m) \end{aligned} \quad (8)$$

که در آن، c_{i0} و c_{ij} ها به ترتیب مشتقات مرتبه اول تابع هدف و توابع قيود طراحی اند که در نقطه طراحی فعلی x^0 با استفاده از نتایج تحلیل حساسیت غیرخطی به‌دست می‌آیند. \bar{c}_j ها مقادیر ثابتی اند که از رابطه زیر محاسبه می‌شوند:

$$\bar{c}_j = \sum_i |c_{ij}| x_i^0 - c_j(x^0) \quad (j=0, \dots, m) \quad (9)$$

با وجود اینکه روشهای متفاوتی برای حل مسئله بهینه‌سازی پیشنهاد شده است؛ خاصیت جداپذیر بودن متغیرهای طراحی، حل آن را با روش دوگان، ساده و امکان‌پذیر می‌سازد. در روش دوگان، برای هر مسئله بهینه‌سازی یک مسئله دیگر که دوگان آن نامیده می‌شود، تعریف می‌شود. از نظریه دوگان ثابت می‌شود که

ریاضی صریح قيود طراحی یا تابع هدف نوشته می‌شود. با توجه به لزوم استفاده از مشتقات تابع، لازم است برنامه اجزای محدود مجهز به تحلیل حساسیت (محاسبه مشتقات) شود تا بتوان قيود طراحی از قبیل تغییرشکل و مقاومت را به صورت توابع صریحی از متغیرها بیان کرد. با توجه به اینکه استفاده از سری تیلور با دقت بالا، نیاز به محاسبه مشتقات مرتبه بالا برای توابع قيود و تابع هدف دارد و ارزیابی این مشتقات در مهندسی سازه پیچیده و بسیار وقت‌گیر است، معمولاً از بسط مرتبه اول برای بیان صریح توابع در مسائل مهندسی سازه استفاده شده است [۱۸ و ۱۹]. اشمیت و فرشی [۲۰] توانستند با تقریب‌سازی قيود طراحی بر حسب عکس متغیرهای طراحی^۱، دقت تقریب‌سازی را افزایش داده و پایه‌ای برای بهینه‌سازی سازه‌ای مدرن ایجاد کنند. یکی از راهکارهای تقریب‌سازی موثر که در دهه گذشته برای تقریب مسائل بهینه‌سازی با قيود طراحی پیچیده، به‌طور موفقیت‌آمیزی به‌کار رفته است، تقریب-سازی محدب است. در میان روشهای تقریب‌سازی، این روش به محافظه‌کارانه‌ترین تقریب منتهی می‌شود و با توجه به پیچیدگی و ماهیت غیرخطی قيود طراحی بر اساس عملکرد، برای حل مسئله مناسب به نظر می‌رسد. این خاصیت اولین بار توسط استارنس و هافتکا [۲۱] در سال ۱۹۷۹ که تقریب‌سازیهای محافظه‌کارانه‌ای را برای مدلسازی قيود مشکل کمانش به‌کار بردند، نشان داده شد و سپس توسعه فرایند بهینه‌سازی با استفاده از این روش، توسط فلثوری و همکارانش [۲۲ و ۲۳] دنبال شد. در این مقاله از روش تقریب‌سازی محدب با استفاده از ترکیب متغیرهای معمولی و معکوس، برای تشکیل زیر مسئله بهینه‌سازی طراحی بر اساس عملکرد استفاده شده است. تقریب هر تابع مشتق‌پذیر مانند $f(x)$ با استفاده از برنامه‌ریزی محدب معروف به CONLIN که در سال ۱۹۸۹ توسط فلثوری [۲۲] ارائه شد، مطابق رابطه زیر بیان می‌شود:

$$\begin{aligned} f(x) = & f(x^0) + \sum_+ f_1^0 (x_i - x_i^0) \\ & - \sum_- (x_i^0)^2 f_i^0 \left(\frac{1}{x_i} - \frac{1}{x_i^0} \right) \end{aligned} \quad (5)$$

که در آن:

$$\frac{dx_i}{d\lambda_k} = \begin{cases} -\frac{b_i c_{ik}}{2x_i a_i^2} & c_{ik} > 0 \\ -\frac{a_i c_{ik}}{2x_i a_i^2} & c_{ik} < 0 \end{cases} \quad (15)$$

حال با داشتن برای جستجو، بردار متغیرهای دوگان را می‌توان تا رسیدن به همگرایی مطلوب مطابق رابطه زیر محاسبه کرد:

$$\lambda^{(i+1)} = \lambda^{(i)} + \alpha S^{(i)} \quad (16)$$

که در آن، $\lambda^{(i)}$ متغیرهای طراحی دوگان فعلی، $\lambda^{(i+1)}$ متغیرهای طراحی دوگان جدید، $S^{(i)}$ جهت جستجوی فعلی و α اندازه گام حرکت به طراحی جدید هستند. در این مقاله برای تعیین طول گام از روش جستجوی طلایی استفاده شده است که الگوریتم آن به طور کامل در مرجع [۲۵] آمده است. برای کنترل مثبت بودن متغیرهای دوگان، اندازه گام محاسبه شده باید شرط زیر را برآورده سازد:

$$0 < \alpha \leq -\lambda_k^{(i)} / s_k^{(i)} \quad k = 1, \dots, m \quad (17)$$

پس از یافتن ضرایب لاگرانژ λ مقادیر متغیرهای طراحی بر اساس رابطه (۱۲) به دست می‌آیند.

۷- خلاصه مراحل بهینه‌سازی طراحی بر اساس عملکرد

برای حل مسئله بهینه‌سازی طراحی بر اساس عملکرد، به‌طور خلاصه مراحل زیر مورد نیاز است:

یک نقطه شروع به‌عنوان سعی اولیه طراحی، انتخاب می‌شود. آزمون اطمینان از وجود نقطه عملکرد با کنترل فصل مشترک بین طیف پاسخ و طیف ظرفیت انجام می‌شود؛ اگر پاسخ آزمون مثبت بود، مرحله بعد انجام می‌شود؛ در غیر این صورت با عملیات مقیاس‌سازی، نقطه شروع برای وجود محل تلاقی بین دو طیف اصلاح می‌شود.

تحلیل بار افزون برای ارزیابی پاسخهای سازه در سطح عملکرد مورد نظر انجام می‌شود.

تابع هدف و قیود طراحی در سطح عملکرد مورد نظر ارزیابی می‌شوند.

اگر x^* یک نقطه زین اسبی از تابع لاگرانژ باشد، آنگاه x^* یک حل بهینه برای مسئله اصلی خواهد بود [۲۴]. نقطه زین اسبی تابع لاگرانژ از حل مسئله حداقل-حداکثر زیر به دست می‌آید:

$$\text{Max}_{\lambda} \left(\text{Min}_x L(x, \lambda) \right) \quad (10)$$

مسئله حداقل-حداکثر در دو مرحله انجام می‌شود. ابتدا تابع لاگرانژ نسبت به x حداقل می‌شود تا یک تابع (که تابع دوگان نامیده می‌شود) بر حسب λ به دست آید. سپس تابع دوگان نسبت به λ تحت شرایط ضرایب لاگرانژ مثبت، حداکثر می‌شود. با تعریف تابع لاگرانژین بر حسب بردار متغیرهای اصلی x و بردار متغیرهای دوگان (ضرایب لاگرانژ) λ برای مسئله تعریف شده در رابطه (۸)، مطابق رابطه زیر:

$$L(x, \lambda) = \sum_{j=0}^m \lambda_j \left(\sum_{+} c_{ij} x_i + \sum_{-} \frac{c_{ij}}{x_i} - \bar{c}_j \right) \quad (11)$$

و از حداقل کردن آن نسبت به متغیرهای اصلی، نتیجه می‌شود که:

$$x_i = \sqrt{\frac{b_i}{a_i}}; \quad (12)$$

$$a_i = \sum_{+} c_{ij} \lambda_j \geq 0; \quad b_i = \sum_{-} c_{ij} \lambda_j \geq 0$$

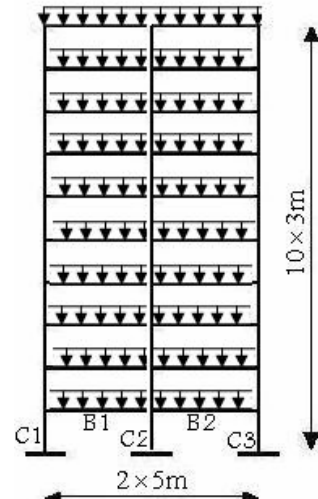
متغیر طراحی محاسبه شده از این رابطه باید بین کران پایین و بالای آن قرار گیرد $(x_i^l < x_i < x_i^u)$ ؛ حال با مشخص بودن متغیرهای اصلی بر حسب متغیرهای دوگان مطابق رابطه (۱۲)، حل مسئله را می‌توان با حداکثرسازی تابع لاگرانژ نسبت به متغیرهای دوگان دنبال کرد:

$$\text{max } L(\lambda) = \sum_{j=0}^m \lambda_j \left(\sum_{+} c_{ij} x_i(\lambda) + \sum_{-} \frac{c_{ij}}{x_i(\lambda)} - \bar{c}_j \right) \quad (13)$$

$$\text{subject to: } \lambda_j \geq 0$$

در تحقیق حاضر، روش تندترین کاهش با اعمال اصلاحاتی برای حداکثرسازی مسئله مورد نظر به کار رفته است. درایه‌های بردار جهت جستجو با مشتق‌گیری از تابع لاگرانژ نسبت به متغیرهای دوگان به دست می‌آید:

$$s_k^{(i)} = \frac{dl}{d\lambda_k} = \sum c_{ik} x_i(\lambda) + \sum \frac{c'_{ik}}{x_i(\lambda)} - \bar{c}_k + \sum_{j=0}^m \lambda_j \left(\sum c_{ij} \frac{dx_i}{d\lambda_k} - \sum \frac{c'_{ij}}{x_i^2} \frac{dx_i}{d\lambda_k} \right) \quad (14)$$



شکل ۴- مشخصات هندسی قاب ده طبقه

سطح مقطع آرماتورهای طولی به‌عنوان تنها متغیرهای طراحی، طراحی بهینه شده است. مطابق فرضیات انجام شده برای این مثال، مقاومت فشاری بتن برابر ۲۰ مگاپاسکال، مقاومت تسلیم آرماتورهای فولادی برابر ۳۳۵ مگاپاسکال و بار ثقلی اعمال شده بر روی تیرهای طبقات برابر ۳۰ کیلونیوتن بر متر هستند. به منظور قابل مقایسه بودن نتایج با نتایج حاصل از مراجع [۹] و [۱۲]، معیار جابه‌جایی نسبی طبقات به‌عنوان تنها معیار عملکردی، فرض می‌شود و مقدار نسبت جابه‌جایی نسبی طبقات به ارتفاع طبقه به ۱٪ محدود می‌شود. طیف طراحی با فرض میرایی ۵ درصد و با شتاب حداکثر اولیه ۱/۴ برابر شتاب ثقل مطابق با استاندارد طراحی لرزه‌ای کشور چین فرض می‌شود که برای اصلاح آن از ضوابط ATC40 [۱] استفاده شده است. الگوی بارگذاری متناسب با حاصل ضرب جرم طبقات در شکل مود ارتعاشی اول سازه است.

با توجه به تیپ‌بندی فرض شده برای آرماتور تیرها و ستونها [۹] و اضافه کردن متغیرهای طراحی ابعاد مقاطع در این تحقیق، به‌طور کلی ۶۶ متغیر طراحی شامل ۳۰ متغیر بعد (عرض و ارتفاع ستونهای کناری در هر دو طبقه متوالی دو متغیر، عرض و ارتفاع ستونهای میانی در هر دو طبقه متوالی دو متغیر و عرض و ارتفاع تیرها در هر طبقه دو متغیر در نظر گرفته شده‌اند) و ۳۶ متغیر درصد آرماتور (درصد آرماتور ستونهای کناری در هر طبقه تا طبقه هشتم یک متغیر و در دو طبقه آخر یک متغیر، درصد آرماتور ستونهای میانی در هر طبقه تا طبقه هشتم یک متغیر و در دو طبقه آخر یک متغیر و درصد آرماتور فوقانی و تحتانی تیرها در هر طبقه تا طبقه هشتم دو متغیر و در دو طبقه آخر دو متغیر در نظر گرفته شده‌اند) که مقادیر اولیه آنها در جدول (۱) آمده است، تعریف می‌شوند. در تحقیق حاضر ابتدا با فرض ثابت بودن ابعاد مقاطع (همانند فرضیات مراجع [۹] و [۱۲])، نتایج حاصل از روش بهینه‌سازی محدب^{۱۱} (CONOPT) با نتایج مرجع [۱۲] که در آن، از روش تغییرشکل‌های یکنواخت^{۱۲} (UD) و مرجع [۹] که در آن، از روش معیار بهینگی^{۱۳} (OC) استفاده شده است، مقایسه شده‌اند.

تحلیل حساسیت غیرخطی در سطح عملکرد مورد نظر انجام می‌شود و حساسیتهای طراحی نسبت به همه متغیرها محاسبه می‌شوند.

برای تابع هدف و قیود طراحی در سطح عملکرد مورد نظر، روابط ریاضی بر اساس روش برنامه‌ریزی محدب تشکیل می‌شود.

الگوریتم بهینه‌سازی پیشنهادی برای جستجوی نقطه طراحی جدید مورد استفاده قرار گرفته و طرح جدید به‌دست می‌آید. آزمون بهینگی برای رسیدن به همگرایی مورد نیاز کنترل می‌شود. اگر پاسخ آزمون، مثبت بود مراحل متوقف می‌شود؛ در غیر این صورت مراحل ۲ تا ۷ با فرض نقطه طراحی جدید به‌عنوان نقطه شروع، تکرار می‌شود.

۸- مثالهای طراحی

۸-۱- طراحی بهینه یک قاب بتن مسلح ده طبقه در دو

حالت مختلف

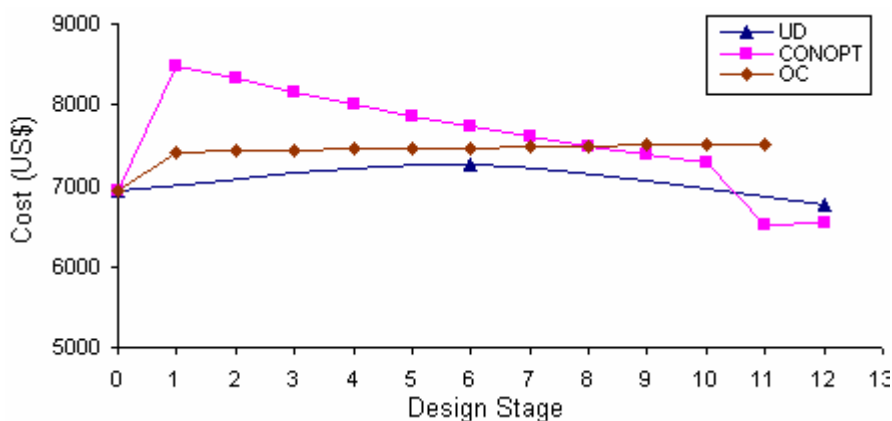
طراحی یک قاب دو دهانه و ده طبقه مطابق شکل (۴) مورد نظر است. این قاب قبلا در دو تحقیق جداگانه ابتدا توسط زو و چن [۹] در سال ۲۰۰۴ و سپس توسط مقدم و اسدی [۱۲] در سال ۱۳۸۵، بر اساس یک سطح عملکرد و با در نظر گرفتن

جدول ۱- مقادیر اولیه و بهینه متغیرهای طراحی

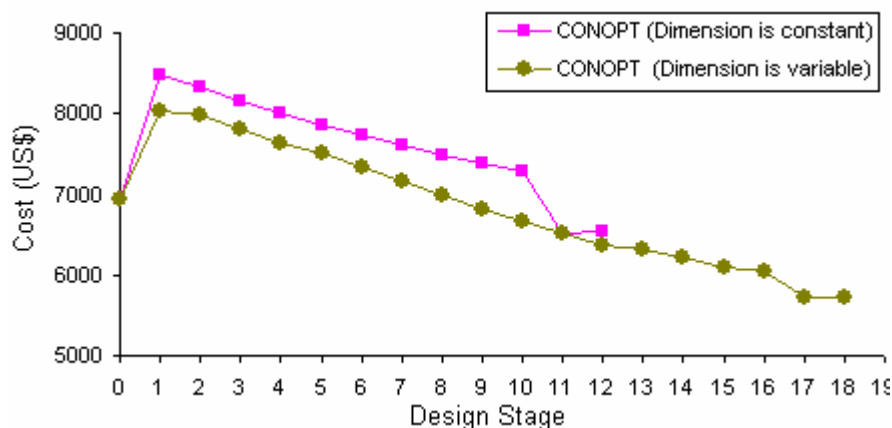
نوع عضو	شماره طبقه	تیپ عضو	ابعاد اولیه عضو (میلیمتر)		ابعاد بهینه عضو (میلیمتر)		درصد اولیه آرماتور		درصد بهینه آرماتور (ابعاد ثابت‌ند)		درصد بهینه آرماتور (ابعاد متغیرند)	
			عمق	عرض	عمق	عرض	فوقانی - تحتانی	فوقانی	تحتانی	فوقانی	تحتانی	فوقانی
ستون	9 th -1 th	C1,C3	350	350	391	256	0/990	0/716	0/716	0/611	0/611	0/611
			350	350	383	253	1/386	0/879	0/879	0/631	0/631	0/631
	8 th	C1,C3	350	350	388	263	0/14	0/716	0/716	0/599	0/599	0/599
			350	350	453	255	0/958	0/879	0/879	0/717	0/717	0/717
	7 th	C1,C3	350	350	388	263	1/163	0/832	0/832	1/046	1/046	1/046
			350	350	453	255	1/091	0/814	0/814	1/143	1/143	1/143
	6 th	C1,C3	400	350	406	272	0/854	1/084	1/084	0/633	0/633	0/633
			350	350	510	255	0/830	0/963	0/963	0/772	0/772	0/772
	5 th	C1,C3	400	350	406	272	0/969	0/830	0/830	0/853	0/853	0/853
			350	350	510	255	1/002	0/741	0/741	0/998	0/998	0/998
	4 th	C1,C3	450	350	434	281	0/833	1/058	1/058	0/645	0/645	0/645
			350	350	559	254	0/739	0/986	0/986	0/739	0/739	0/739
	3 rd	C1,C3	450	350	434	281	0/824	0/691	0/691	0/872	0/872	0/872
			350	350	559	254	0/857	0/600	0/600	0/976	0/976	0/976
	2 nd	C1,C3	450	350	455	294	1/043	1/105	1/105	0/712	0/712	0/712
			350	350	644	255	1/225	1/050	1/050	0/872	0/872	0/872
1 st	C1,C3	450	350	455	294	1/514	0/444	0/444	0/588	0/588	0/588	
		350	350	644	255	1/844	0/461	0/461	0/692	0/692	0/692	
تیر	9 th -1 th	B1,B2	400	200	449	207	0/800	1/104	0/985	0/879	0/535	0/879
			450	200	519	202	0/837	1/002	1/002	0/625	0/515	0/625
	8 th	B1,B2	450	200	519	202	0/915	1/202	1/202	0/998	0/847	0/998
			450	250	585	218	0/897	1/119	1/119	0/503	0/511	0/511
	7 th	B1,B2	450	250	585	218	0/958	1/357	1/344	0/889	0/884	0/889
			450	300	569	214	0/915	0/920	0/920	0/610	0/619	0/619
	6 th	B1,B2	450	300	569	214	0/958	1/591	1/491	1/292	1/263	1/292
			450	300	453	202	0/981	0/5	0/5	1/056	0/982	0/5
	5 th	B1,B2	450	300	453	202	0/843	0/530	0/530	0/767	0/737	0/767
450			300	453	202	0/843	0/530	0/530	0/767	0/737	0/767	

[9] و [12]، هزینه بتن‌ریزی با هزینه واحد حجم ۴۰ دلار بر متر مکعب و هزینه قالب‌بندی با هزینه واحد سطح ۱۰ دلار بر متر مربع نیز در نظر گرفته شده‌اند. نقطه شروع طراحی در روش CONOPT، همان نقطه طراحی اولیه روشهای UD و OC

سپس تاثیر متغیر بودن ابعاد مقاطع بتنی بر نتایج بهینه‌سازی بررسی شده است. هزینه واحد وزن آرماتوربندی همانند مراجع یاد شده، برابر ۹۵۰ دلار بر تن فرض شده است. در حالت متغیر بودن ابعاد، علاوه بر هزینه آرماتوربندی (فرضیات مراجع



شکل ۵- منحنی تغییرات هزینه قاب ده طبقه در حالت ثابت بودن ابعاد مقاطع



شکل ۶- منحنی تغییرات هزینه قاب ده طبقه در حالت ثابت و متغیر بودن ابعاد مقاطع

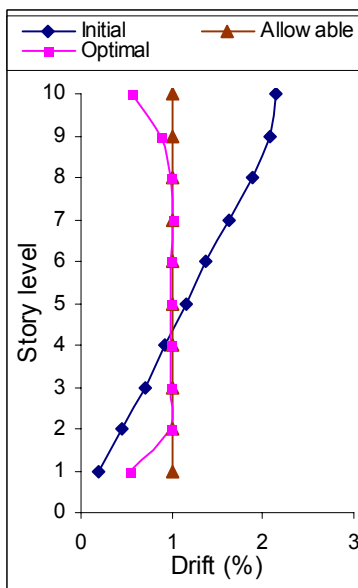
به حالتی که ابعاد ثابت فرض شده‌اند (۶٪ کاهش هزینه)، کاهش یافته است. مقادیر هزینه‌ها مطابق جدول (۲) نشان می‌دهند که هزینه قالب‌بندی و بتن‌ریزی در طرح بهینه و طرح اولیه در روشهای UD و OC به دلیل ثابت در نظر گرفتن ابعاد مقاطع، یکسان است؛ در حالی که در روش CONOPT، مقدار آن در سازه بهینه و اولیه متفاوت است. علت اختلاف قابل توجه در مقدار کاهش هزینه در روش پیشنهادی تحقیق نسبت به روشهای UD و OC، توزیع بهینه همزمان مصالح شامل بتن و میلگرد در اعضای سازه در جهت کاهش هزینه‌های بتن‌ریزی، قالب‌بندی و آرماتوربندی است، در حالی که در روشهای به کار رفته در تحقیقات قبلی به دلیل ثابت نگه داشتن ابعاد مقاطع، امکان حداقل کردن کلیه هزینه‌ها وجود ندارد و فقط

است. مقادیر متغیرهای طراحی در سازه اولیه و سازه بهینه در جدول (۱) خلاصه شده‌اند.

مقایسه منحنی تغییرات هزینه روش CONOPT (در حالت ثابت بودن ابعاد مقاطع) با روشهای UD و OC مطابق شکل (۵) نشان می‌دهد که میزان هزینه بهینه نسبت به هزینه اولیه در روش CONOPT، ۶٪ کاهش یافته، در روش UD، ۲/۶٪ کاهش یافته و در روش OC، ۸/۲٪ افزایش یافته است که این موضوع می‌تواند نشانگر نزدیکتر بودن نقطه بهینه روش CONOPT نسبت به روشهای UD و OC، به نقطه بهینه سراسری باشد. با توجه به منحنی تغییرات هزینه مطابق شکل (۶) مشاهده می‌شود که متغیر کردن ابعاد مقاطع تاثیر زیادی بر نتایج بهینه‌سازی دارد. در این حالت هزینه سازه به میزان قابل توجهی (۱۷/۶٪) نسبت

جدول ۲- هزینه طرح اولیه و بهینه در روشهای مختلف

طرح بهینه				طرح اولیه	هزینه (دلار)
با فرض ابعاد متغیر CONOPT	با فرض ابعاد ثابت CONOPT	UD	OC		
۲۳۳۳	۲۹۷۲	۳۲۰۴	۳۹۵۶	۳۳۸۶	آرماتور
۳۳۸۲	۳۵۵۸	۳۵۵۸	۳۵۵۸	۳۵۵۸	بتن ریزی به علاوه قالب بندی
۵۷۲۲	۶۵۳۰	۶۷۶۲	۷۵۱۵	۶۹۹۴	مجموع هزینه ها

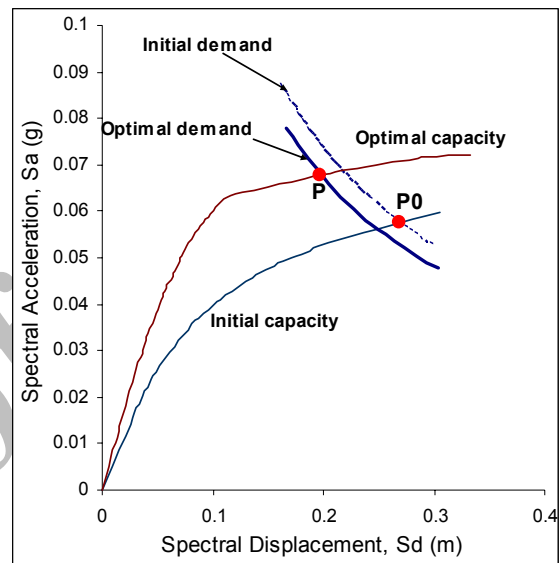


شکل ۸- منحنی توزیع تغییر مکان نسبی قاب ده طبقه در طرح بهینه و اولیه

ضمن برآورده کردن قیود عملکردی، با توزیع بهینه بتن و میلگرد، هزینه ها را به حداقل رساند.

۸-۲- طراحی بهینه یک قاب بتن مسلح سه طبقه در دو حالت مختلف

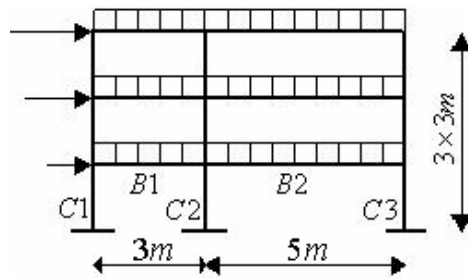
در این مثال، هدف طراحی یک قاب مسطح سه طبقه و دو دهانه، مطابق شکل (۹) در دو حالت مختلف است. در حالت اول (OD1)، طراحی بر اساس سطح خطر با احتمال وقوع 10% در 50 سال و سطح عملکرد ایمنی جانی انجام می شود. تغییر مکان نسبی مجاز طبقات سازه در این سطح عملکرد برابر 2% ، چرخش پلاستیک مجاز ستونها برابر 15% و چرخش



شکل ۷- طیف ظرفیت و تقاضای قاب ده طبقه در حالت بهینه و اولیه

آرماتورها به طور بهینه توزیع می شوند.

طیف ظرفیت و طیف تقاضای سازه را در حالت بهینه و اولیه مطابق شکل (۷) نشان می دهد که جابه جایی و شتاب طیفی سازه از 2687% متر و 577% برابر شتاب ثقل در حالت اولیه به 1969% متر و 677% برابر شتاب ثقل در حالت بهینه رسیده است. مقایسه منحنی تغییر مکان نسبی طرح بهینه و اولیه مطابق شکل (۸) نشان می دهد که در طرح اولیه تغییر مکان نسبی در بیشتر طبقات از مقدار مجاز خود تجاوز کرده است؛ در حالی که در طرح بهینه با وجود کاهش قابل توجه در هزینه، تغییر مکان نسبی کمتر از مقدار مجاز خود است و توزیع یکنواخت تری دارد. بنابراین الگوریتم بهینه سازی توانسته است



شکل ۹- مشخصات هندسی قاب سه طبقه

و (۱۶) تعریف می‌شوند.

با به‌کارگیری روش پیشنهادی تحقیق، نتایج طراحی استخراج و در جدول (۳) خلاصه شده‌اند. نتایج حاصله نشان می‌دهد که با یک طرح اولیه یکسان، روش تحقیق توانسته است هر دو سطح عملکرد مورد انتظار را ضمن حداقل‌سازی هزینه‌ها، برآورده سازد. مطابق نتایج جدول (۳)، هزینه طرح ۲ بیشتر از طرح ۱ است که این موضوع را می‌توان با بحرانی بودن سطح عملکرد CP (طرح ۲) نسبت به LS (طرح ۱) مرتبط دانست.

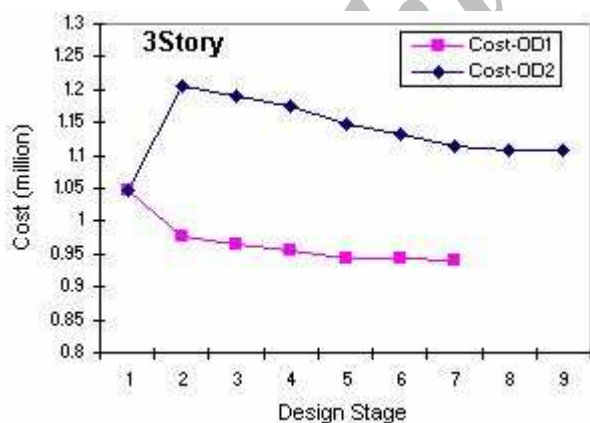
منحنیهای ظرفیت و هزینه سازه مورد نظر در دو حالت طراحی، به ترتیب در شکل‌های (۱۰) و (۱۱) با هم مقایسه شده‌اند. منحنیهای تغییرات هزینه مطابق شکل (۱۱) نشان می‌دهد که طرح ۱ در ۷ چرخه و طرح ۲ در ۹ چرخه طراحی همگرا شده است. این موضوع همگرایی مطلوب الگوریتم بهینه‌سازی و توانایی روش به‌کار رفته را در حالت‌های مختلف طراحی تایید می‌کند. شکل (۱۰) نشان می‌دهد که منحنی ظرفیت سازه بهینه در هر یک از دو حالت طراحی، هم در ناحیه خطی و هم در ناحیه غیرخطی اصلاح شده که در نتیجه آن سطح عملکرد سازه به‌صورت مطلوبی تامین شده است. همچنین با بررسی نقاط عملکرد CP و LS که بر روی منحنیهای ظرفیت مشخص شده‌اند، ملاحظه می‌شود که با تغییر مقدار تغییر مکان هدف از ۲٪ به ۴٪ موقعیت نقاط عملکرد سازه در حالت بهینه نیز جابه‌جا شده و در بهترین وضعیت (از لحاظ حداقل سازی هزینه همزمان با برآورده کردن شرایط عملکردی) قرار می‌گیرند.

پلاستیک مجاز تیرها برابر ۰/۰۲ فرض می‌شوند. در حالت دوم (OD2)، طراحی بر اساس سطح خطر با احتمال وقوع ۲٪ در ۵۰ سال و سطح عملکرد جلوگیری از فروریزش مورد نظر است. تغییر مکان نسبی مجاز طبقات سازه در این سطح عملکرد برابر ۰/۴، چرخش پلاستیک مجاز ستونها برابر ۰/۰۲ و چرخش پلاستیک مجاز تیرها برابر ۰/۰۲۵ فرض می‌شوند. برای تعیین زلزله طرح، طیف استاندارد ۲۸۰۰ با فرض خاک تیپ ۱ و منطقه با خطر نسبی بسیار زیاد مورد استفاده قرار می‌گیرد. فرض می‌شود که بتن دارای مقاومت فشاری ۲۰ مگاپاسکال، کرنش ۰/۰۰۲ به ازای حداکثر مقاومت فشاری و کرنش نهایی ۰/۰۰۳ و فولاد دارای مقاومت تسلیم ۳۰۰ مگاپاسکال و مدول الاستیسیته ۲۰۰۰۰۰ مگاپاسکال باشد. هزینه واحد حجم بتن‌ریزی برابر چهار هزار تومان بر متر مکعب، هزینه واحد وزن آرماتوربندی برابر پانصد تومان بر کیلوگرم و هزینه واحد سطح قالب بندی برابر ده هزار تومان بر متر مربع فرض می‌شوند.

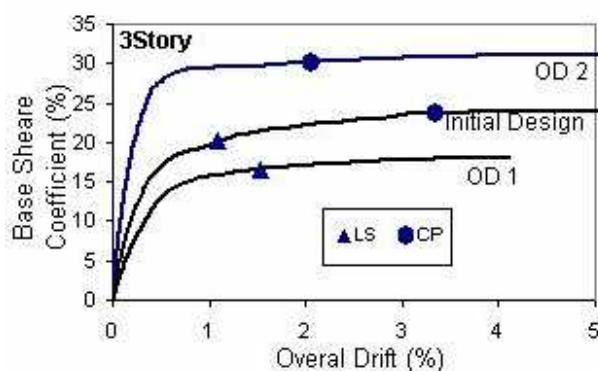
با توجه به تیپ‌بندی تیرها و ستونها، ۱۶ متغیر طراحی شامل عرض و ارتفاع ستونهای کناری (متغیر ۱ و ۲)، عرض و ارتفاع ستونهای میانی (متغیر ۳ و ۴)، سطح مقطع آرماتور ستونهای کناری و میانی (متغیر ۵ و ۶)، عرض و ارتفاع تیرها (متغیر ۷ و ۸)، سطح مقطع آرماتور تحتانی و فوقانی تیرها در محل اتصال به ستونهای C1 (متغیر ۹ و ۱۰)، سطح مقطع آرماتور تحتانی و فوقانی تیرها در محل اتصال به ستونهای C2 (متغیر ۱۱ و ۱۲)، سطح مقطع آرماتورهای تحتانی و فوقانی تیرها در محل اتصال به ستونهای C3 (متغیر ۱۳ و ۱۴) و سطح مقطع آرماتور تحتانی و فوقانی تیرها در قسمت میانی (متغیر ۱۵

جدول ۳- نتایج طرح بهینه قاب سه طبقه

متغیرهای طراحی	طرح اولیه	طرح بهینه ۱	طرح بهینه ۲
۱	۳۰۰	۲۵۰	۲۵۰
۲	۳۰۰	۲۸۵	۳۷۰
۳	۳۰۰	۲۵۰	۲۵۰
۴	۳۰۰	۲۸۸	۳۷۲
۵	۷۵۰	۶۵۹	۷۱۱
۶	۷۵۰	۶۶۲	۷۱۴
۷	۳۰۰	۲۵۰	۲۵۰
۸	۳۰۰	۳۰۰	۴۰۷
۹	۷۵۰	۶۷۸	۸۱۳
۱۰	۷۵۰	۷۹۳	۷۶۹
۱۱	۷۵۰	۶۶۷	۷۶۳
۱۲	۷۵۰	۷۲۳	۸۱۴
۱۳	۷۵۰	۶۶۸	۷۷۷
۱۴	۷۵۰	۶۹۷	۸۲۳
۱۵	۷۵۰	۴۷۳	۴۱۷
۱۶	۷۵۰	۲۹۲	۴۱۷
هزینه (میلیون)	۱/۰۴۶۵	۰/۹۴۱۲	۱/۱۰۹۱
درصد کاهش هزینه	-	-۱۰/۱	+۶



شکل ۱۱- منحنیهای هزینه قاب سه طبقه در دو حالت طراحی



شکل ۱۰- منحنیهای ظرفیت قاب سه طبقه در حالات مختلف

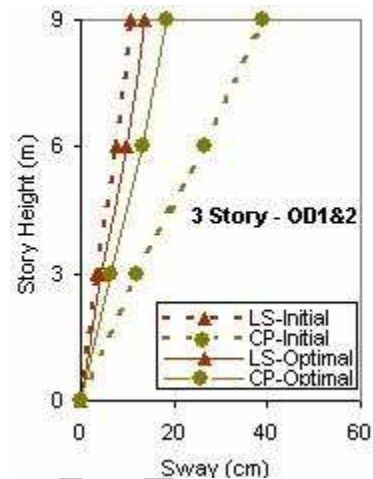
همچنین حداکثر چرخش پلاستیک ستونها که همگی وضعیت بحرانی تری نسبت به تیرها دارند، در این دو سطح عملکرد به ترتیب برابر ۰/۱۵ و ۰/۱۹۸ به دست آمده است. این مقادیر

با توجه به منحنی تغییر شکل جانبی سازه مطابق شکل (۱۲)، مقدار تغییر مکان نسبی حداکثر طبقه در سطوح عملکرد LS و CP، به ترتیب برابر ۱/۷۸ درصد و ۲/۲۲ درصد به دست می آید.

چرخشهای پلاستیک در بعضی از سطوح عملکردی است که در مرجع [۱۴] نیز نشان داده شده است.

۹- نتیجه گیری

در این مقاله، یک روش برای طراحی بر اساس عملکرد مبتنی بر اصول بهینه‌سازی توسعه داده شد. به این منظور، ابتدا طراحی بر اساس عملکرد به‌عنوان یک مسئله بهینه‌سازی، بر اساس معیارهای پذیرش دستورالعملهای موجود مدل شد. یک روش غیرخطی برای تحلیل سازه و ارزیابی عملکرد، بر اساس مدل پلاستیسیته گسترده و روش طیف ظرفیت، به کار رفت و بر اساس آن یک روش دقیق و موثر برای تحلیل حساسیت غیرخطی قابهای بتنی پیشنهاد شد. بر اساس ضرایب حساسیت محاسبه شده، روابط ریاضی مسئله PBD با استفاده از روش محدب‌سازی توسعه یافت و یک الگوریتم بهینه‌سازی موثر با استفاده از روش دوگان برای حل مسئله طراحی شد. با ارائه نمونه‌های عددی نشان داده شد که روش توسعه یافته در این تحقیق توانسته است پیشرفت قابل ملاحظه‌ای نسبت به روشهای موجود ایجاد کند و علاوه بر توزیع بهینه مقاومت، توزیع سختی سازه را نیز بهینه‌سازی کند.



شکل ۱۲- تغییر شکل جانبی قاب سه طبقه در دو حالت طراحی

نشان می‌دهند که در هر دو حالت طراحی، قیود چرخشهای پلاستیک ستونها به‌عنوان قیود فعال (مقدارشان با مقادیر مجاز تقریباً یکسان است) عمل کرده‌اند. در عین حال در سطح عملکرد ایمنی جانبی، مقدار تغییر مکان نسبی به مقدار مجاز خود نزدیک شده است. با این وجود، مقدار تغییر مکان نسبی طبقه در سطح عملکرد CP بسیار کمتر از مقدار مجاز آن (۰.۴) می‌باشد. این موضوع ناشی از عدم سازگاری تغییر مکان نسبی و

واژه نامه

- | | | |
|-----------------------------|-----------------------------------|-------------------------|
| 1. loma-prieta | 6. life safety | 11. convex optimization |
| 2. Northridge | 7. collapse prevention | 12. uniform deformation |
| 3. performance-based design | 8. pushover analysis | 13. optimality criteria |
| 4. operational | 9. nonlinear sensitivity analysis | 14. scaling |
| 5. immediate occupancy | 10. reciprocal design variables | |

مراجع

- Applied Technology Council, ATC-40, "Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings," California Seismic Safety Commission, 1997.
- Federal Emergency Management Agency, Fema-273, "Nehrp Guideline for the Seismic Rehabilitation of Buildings," Building Seismic Safety Council, Washington DC, 1997.
- Federal Emergency Management Agency, Fema-356, "Prestandard and Commentary for The Seismic Rehabilitation of Buildings," Building Seismic Safety Council, Washington DC, 1997.
- Ghobarah, A., "Performance Based-Design in Earthquake Engineering: State of Development," *Journal of Engineering Structures*, Vol. 23, pp. 878-884, 2001.
- Beck, J. L., Chan, E., Irfanoglu, A., and Papadimitriou, C., "Multi-Criteria Optimal Structural Design Under Uncertainty," *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol. 28, pp. 741-761, 1999.

6. Ganzeri, S. , Pantelides, C. P. , and Reaveley, L. D., "Performance-Based Design Using Structural Optimization," *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol. 29, pp. 1677-1690, 2000.
7. Foley, C. M., "Optimized Performance-Based Design for Buildings," Recent Advances in Optimal Structural Design, Edited by Scout A Burns, ASCE, 2002.
8. Gong, Y., "Performance-Based Design of Steel Building Frameworks under Seismic Loading," PhD Thesis, University of Waterloo, Ontario, Canada, 2003.
9. Zou, X. K., and Chan, C. M., "Optimal Seismic Performance-Based Design of Reinforced Concrete Buildings Using Nonlinear Pushover Analysis," *Engineering Structures*, Vol. 27, pp. 1289-1302, 2005.
۱۰. کرمی محمدی، ر. ، "اثر نحوه توزیع مقاومت برشی بر کاهش خرابی سازه‌ها در زلزله،" رساله دکتری، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف، ۱۳۸۰.
۱۱. حاجی رسولیها، ا. ، "بررسی تاثیر نحوه توزیع عوامل مقاوم در سازه بر عملکرد لرزه‌ای آن،" رساله دکتری، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف، ۱۳۸۴.
۱۲. اسدی، "بهینه‌سازی توزیع میلگرد در طراحی قابهای بتنی،" پایان نامه کارشناسی ارشد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف، ۱۳۸۵.
13. Park, Y. J. , Reinhorn, A. M. , and Kunnath, S. K., *IDARC: Inelastic Damage Analysis of Frame Shear-Wall Structures*. Technical Report NCEER-87-0008, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of Newyork at Buffalo, 1987.
۱۴. حبیبی، ع. ر.، محرمی، ح.، و تسنیمی، ع.ع.، "ارزیابی عملکرد لرزه‌ای قابهای خمشی بتن مسلح با استفاده از اندیس خسارت سختی،" نشریه دانشکده فنی (ویژه مهندسی عمران)، جلد ۴۰، شماره ۵، صفحات ۷۰۱ تا ۷۱۲، ۱۳۸۵.
۱۵. حبیبی، ع. ر. ، "بهینه‌سازی طراحی لرزه‌ای قابهای بتن مسلح دو بعدی بر اساس عملکرد،" رساله دکتری، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه تربیت مدرس، ۱۳۸۶.
16. Habibi, A. R. , Moharrami, H. , and Tasnimi, A. A., "Sensitivity Analysis for Nonlinear Response of RCMRF Using Pushover Analysis," *Asian Journal of Civil Engineering*, Vol. 8, pp. 149-173, 1988.
17. Bathe K. J. *Finite Element Procedures*, Prentice Hall, 1996.
18. Vanderplaats, G. N., and Salajegheh, E., "An Efficient Approximation Technique for Frequency Constraints in Frame Optimization," *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, Vol. 26, pp. 1057-1069, 1988.
19. Moharrami, H. , and Grierson, D. E. , "Computer Automated Design of Reinforced Concrete Frameworks," ASCE, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 119, No. 7, PP. 2036-2058, 1993.
20. Schmit, L. A. , and Farshi, B., "Some Approximation Concepts for Structural Synthesis," *AIAA Journal*, Vol. 12, No. 5, pp. 692-699, 1974.
21. Starnes, J. H., and Haftka, R. T., "Preliminary Design of Composite Wings for Buckling, Stress and Displacement Constraints," *Journal of Aircraft*, Vol. 16, pp. 564-570, 1979.
22. Fleury, C., "CONLIN: An Efficient Dual Optimizer Based on Convex Approximation Concepts," *Structural Optimization*, Vol. 1, pp. 81-89, 1989.
23. Fleury, C., and Braibant, V., "Structural Optimization: A New Dual Method Using Mixed Variables," *Int. Journal of Num. Meth. Eng.*, Vol. 23, pp. 409-428, 1986.
24. Lasdon, L. S., *Optimization Theory for Large Systems*, Macmillan, NEW YORK, 1970.
25. Arora, J. S., *Introduction to Optimum Design*, McGraw-Hill Book Company, 1970.