Archive of SID

Journal of Structural and Construction Engineering, 8(4), 2021, pp. 5-25

Journal of Structural and Construction Engineering

www.jsce.ir

Analysis and Optimal Design of Segmental Precast Concrete Bridges with Balanced Cantilever Construction (Case Study: Esteghlal Bridge in Isfahan)

Reza Ghiamat[1], Morteza Madhkhan[2]*

1- Civil Engineering group, Pardis College, Isfahan University of Technology, Isfahan, Iran
2- Department of Civil Engineering, Isfahan University of Technology, Isfahan, Iran

ABSTRACT

The construction of segmental precast concrete bridges is an increase due to its superior performance and economic advantages. This type of bridge is appropriate for spans within 50 to 250 m, known as mega-projects and the design optimization would lead to considerable economic benefits. In this study, a box-girder cross section of bridge superstructure with balanced cantilever construction method is assessed. The depth of cross section, thickness of top and bottom flange, thickness of webs and the count of strands of pre-stressed steel are considered as design variables. The optimum design is characterized by geometry, serviceability, ductility, and ultimate limit states specified by the American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) standard and AASHTO Load and Resistance Factor Design (LRFD) specifications. Genetic algorithm (GA) is applied for cost and weight optimization. To validate functionality of this algorithm, a real bridge constructed in the city of Isfahan, Iran (Esteghlal Bridge, completed in 2017) is optimized as a case study. The total of a 13% reduction in cost and weight of the bridge superstructure is observed. The cost optimization algorithm is run by considering different spans and relation between superstructure cost and span length is assessed. The efficiency of applying the GA in optimization of this kind of bridges is proved.

ARTICLE INFO

Receive Date: 07 March 2019
Revise Date: 28 April 2019
Accept Date: 26 May 2019

Keywords:
Optimization;
Segmental concrete bridge;
Box girder;
Balanced cantilever;
Genetic algorithm

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: 10.22065/JSCE.2019.174254.1797

*Corresponding author: Morteza Madhkhan.
Email address: madhkhan@cc.iut.ac.ir

www.SID.ir

Archive of SID

نشریه مهندسی سازه و ساخت
(علمی - پژوهشی)
www.jsce.ir

تحلیل و طراحی بهینه ی پل‌های بتنی جعبه‌ای قطعه‌ای پیش‌ساخته با اجرای طره‌ای متعادل، مطالعه موردی: پل استقلال اصفهان

رضا قیامت[۱]، مرتضی مدح خوان[۲*]

۱- دانشجوی دکترای سازه، گروه مهندسی عمران، پردیس دانشگاه صنعتی اصفهان، اصفهان، ایران

۲- دانشیار دانشکده عمران، دانشگاه صنعتی اصفهان، اصفهان، ایران

چکیده

در دهه‌های اخیر اجرای پل‌های بتنی پیش‌ساخته قطعه‌ای به خاطر عملکرد خوب و صرفه‌ی اقتصادی در دنیا عمومیت یافته و رو به افزایش است. از آنجا که ساخت این پل‌ها برای دهانه‌های ۵۰ تا ۲۵۰ متر متداول است، در ردیف پروژه‌های بزرگ قرار می‌گیرند؛ لذا بهینه‌سازی آن‌ها می‌تواند منجر به صرفه‌جویی اقتصادی قابل‌توجهی گردد. در این مقاله با به‌کارگیری الگوریتم ژنتیک، هزینه‌ی روسازه‌ی این پل‌ها بهینه‌سازی شده است. مقطع عرضی پل قوطی شکل با عمق ثابت و روش اجرای طره‌ای متعادل در نظر گرفته شده است. ارتفاع مقطع، ضخامت بال ها و جان ها و نیز تعداد کابل‌های پیش تنیدگی به عنوان متغیرهای طراحی در نظر گرفته شده‌اند. محدودیت‌های تنش مجاز در مراحل مختلف اجرا به همراه قیود مقاومت نهایی خمشی و برشی، قید خیز و قیود هندسی بر اساس آیین‌نامه های آشتو استاندارد و آشتو LRFD در بهینه‌سازی اعمال‌شده‌اند و الگوریتم بهینه‌سازی، تحلیل و طراحی سازه پس از نگارش در نرم‌افزار Matlab اجرا شده است. پل استقلال اصفهان (بهره‌برداری شده در سال ۱۳۹۶) به‌عنوان پل مورد مطالعه انتخاب شده و مقایسه‌ی نتایج طراحی بهینه‌ی آن با طرح اجرا شده‌ی پل، حاکی از صرفه‌جویی ۱۳ درصدی در هزینه و وزن روسازه می‌باشد. همچنین با بهینه سازی این گونه پل‌ها در دهانه های مختلف، رابطه ی بین هزینه با طول دهانه مورد بررسی قرار گرفته است.

کلمات کلیدی: بهینه‌سازی، پل بتنی پیش‌ساخته قطعه‌ای، شاه تیر جعبه‌ای، اجرای طره‌ای متعادل، الگوریتم ژنتیک

سابقه مقاله:					
دریافت	بازنگری	پذیرش	انتشار آنلاین	چاپ	شناسه دیجیتال:
۱۳۹۷/۱۲/۱۶	۱۳۹۸/۰۲/۰۸	۱۳۹۸/۰۳/۰۵	۱۳۹۸/۰۳/۰۵	۱۴۰۰/۰۴/۳۰	doi: 10.22065/JSCE.2019.174254.1797
					https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2019.174254.1797

*نویسنده مسئول: مرتضی مدح خوان

پست الکترونیکی: madhkhan@cc.iut.ac.ir

www.SID.ir

Archive of SID

۱- مقدمه

پل‌های پیش‌ساخته قطعه‌ای به خاطر نصب سریع، بالا بودن کیفیت قطعات بتنی و حداقل اختلال در عبور و مرور برتری دارند [۱]. در طراحی پل‌های قطعه‌ای به دلیل وجود متغیرهای طراحی زیاد و قیود متعدد، فرمول‌بندی مسائل بهینه‌سازی پیچیده می‌گردند؛ به همین خاطر بهینه‌سازی این‌گونه پل‌ها نسبت به سایر پل‌ها کمتر مورد توجه قرارگرفته است. سابقه‌ی بهینه‌سازی پل‌های پیش‌تنیده به دهه‌ی ۶۰ برمی‌گردد که توروس و همکاران (۱۹۶۶) هزینه‌ی پل را به روش برنامه‌ریزی خطی کمینه نمودند [۲]. کیروگا و آرویو[1] روشی برای بهینه‌سازی عرشه پل‌های بتنی پیش‌تنیده با هندسه ثابت پیشنهاد کردند. آن‌ها از روش تندترین شیب[2] استفاده نمودند و بهترین اندازه و پروفیل کابل‌های پیش‌تنیدگی را در حالات مختلف به دست آوردند [۳]. سیرکا و عادلی (۲۰۰۵) روشی برای بهینه‌سازی هزینه کلی سیستم‌های پل پیش‌تنیده با تیرهای I شکل پیشرفته ارائه کردند. آن‌ها از مدل دینامیکی شبکه‌های عصبی برای حل مسأله بهینه‌سازی استفاده کردند [۴]. آیدین و عیوض (۲۰۱۰) یک مطالعه به‌منظور کمینه کردن هزینه‌های پل‌های با تیر I شکل بتنی پیش کشیده‌ی پیش‌ساخته از طریق بهینه‌سازی بافت و شکل با استفاده از الگوریتم ژنتیک هم‌زمان انجام دادند که در آن شاخص طراحی بهینه، هزینه‌ی شاه‌تیرها بود که شامل بتن مسلح معمولی و بتن پیش‌تنیده می‌گردید [۵]. آن‌ها همچنین طی پژوهشی بهینه‌سازی هزینه کل پل‌های بتنی پیش‌تنیده را با استفاده از الگوریتم ژنتیک ارائه کردند. این بهینه‌سازی منجر به صرفه‌جویی ۱۲/۶ درصدی در هزینه‌ها گردید [۶].

القدرا و همکاران (۲۰۱۱) هزینه بهینه تیرهای بتن مسلح و پیش‌تنیده با الگوریتم ژنتیک را در محیط نرم‌افزار Matlab ارائه کردند. متغیرها به‌صورت گسسته واردشده و کاهش هزینه‌ای بین ۱۶/۷ تا ۲۷ درصد با توجه به طول دهانه برای تیرهای بتن مسلح معمولی و ۱۷/۸ تا ۲۹/۸ درصد برای تیرهای پیش‌تنیده حاصل گردید [۷]. کاوه و همکاران (۲۰۱۴) در مقاله‌ای بهینه‌سازی اندازه‌ی شاه‌تیرهای جعبه‌ای مرکب فولادی پیوسته‌ی چنددهانه را با استفاده از الگوریتم جستجوی فاخته ارائه نمودند. در بهینه‌سازی فوق از ضوابط آشتو استاندارد استفاده شد و صرفه‌جویی ۱۵ درصدی حاصل گردید [۸]. زو[3] و همکاران (۲۰۱۶) در پژوهشی طرح پیش‌تنیدگی و فولادگذاری محلی را برای پل‌های پیش‌ساخته قطعه‌ای به‌صورت ترکیبی از تاندون‌های داخلی و خارجی بررسی نمودند. آن‌ها ایمنی، توجیه اقتصادی و قابلیت اجرا را برای دو طرح پیش‌تنیدگی در نمونه‌ای از این پل‌ها ارزیابی کرده و طرح تاندون‌های بهینه را ارائه نمودند [۱]. لی[4] و همکاران (۲۰۱۵) در پژوهشی طرح بهینه‌ی تیر طره‌ای را با استفاده از الگوریتم ژنتیک بهبودیافته ارائه نمودند. در بهینه‌سازی فوق عملگرهای انتخاب، تقاطع و جهش اصلاح شده است. نتایج مطالعه موردی، نشان می‌دهد که الگوریتم ژنتیک بهبودیافته به راه حل بهینه و پایداری با صرفه‌جویی هزینه همگرا می‌شود [۹]. گابنر[5] و همکاران (۲۰۱۸) در پژوهشی روش‌های طره متعادل و بالابری متعادل[6] را در ساخت پل جعبه‌ای پیش‌ساخته‌ی سن لئوناردو مقایسه نمودند. پل مورد نظر در دهه‌ی ۶۰ میلادی به روش طره متعادل ساخته شده است. در این تحقیق پس از طراحی مجدد پل به روش بالابری متعادل و مقایسه‌ی آن با روش نصب طره‌ای متعادل، نتایج نشان داد که استفاده از روش جدید منجر به کاهش ۳۰ درصدی حجم بتن مصرفی می‌گردد [۱۰]. چای و همکاران (۲۰۱۹) در پژوهشی عملکرد بلندمدت پل‌های جعبه‌ای قطعه‌ای پیش‌ساخته با اتصالات خشک را شبیه‌سازی نمودند. در تحقیق فوق ۶ شاهتیر در یک آزمایشگاه به مدت یک سال بارگذاری شده و عملکرد بلندمدت آن‌ها تحت عوامل متعدد، شبیه‌سازی و ارزیابی شده است. نتایج نشان داد که عواملی همچون سن کمتر بتن تحت بارگذاری، بتن با مقاومت کمتر، قطعات کوتاه‌تر، درصد فولادگذاری کمتر، کلیدهای برشی بیشتر، پیش تنیدگی اولیه بیشتر و بارگذاری خارجی بزرگتر منجر به خرابی سازه‌ای قابل توجه شامل افت پیش تنیدگی و افزایش تغییر شکل می‌گردد [۱۱]. پیس و همکاران (۲۰۱۹) در مقاله‌ای طرح بهینه‌ی پل‌های پیاده‌روی جعبه‌ای پیش‌تنیده با بتن مقاومت بالا را ارائه کردند. آنها در بهینه‌سازی خود ۳۳

[1] Quiroga & Arroyo
[2] The Steepest Gradient Method
[3] Xu
[4] Li
[5] Gaßner
[6] Balanced Cantilever and Lift Cantilever

www.SID.ir

Archive of SID

متغیر طرح گسسته شامل ویژگی‌های هندسی، بتن، فولاد تقویتی و فولاد پیش تنیدگی را در نظر گرفتند و از یک الگوریتم اصلاح‌شده‌ی بازپخت شبیه‌سازی شده(SA) بر مبنای عملگر جهش ژنتیکی استفاده نمودند. نتایج نشان‌دهنده‌ی بهبود عملکرد الگوریتم مذکور نسبت به الگوریتم SA می‌باشد. همچنین استفاده از بتن با مقاومت بالا منجر به کاهش ۴,۵ درصدی در هزینه و ۲۶ درصدی در حجم بتن مصرفی می‌شود [۱۲].

از آنجا که تاریخچه‌ی تحقیقات پیشین نشان می‌دهد تاکنون مطالعه‌ای درزمینه‌ی بهینه‌سازی پل‌های پیش‌تنیده پیش‌ساخته قطعه‌ای ارائه نشده است. در این مقاله برای اولین بار پس از ارائه‌ی تحلیل، طراحی و بهینه‌سازی روسازه‌ی این پل‌ها با الگوریتم ژنتیک [۱۳]، به‌عنوان مطالعه موردی طرح اجرایی پل استقلال اصفهان [۱۴]، بهینه می‌گردد.

۲- پل‌های پیش‌ساخته پس کشیده در ایران و سایر کشورها

در اجرای تقاطع‌های غیر هم‌سطح شهری، اختلال در ترافیک باعث مشکلات زیادی برای ساکنین محدوده و موجب افزایش هزینه‌های اجرایی می‌گردد. در چنین پروژه‌هایی یکی از راهکارهای به حداقل رساندن اختلال در تردد، استفاده از تکنیک اجرای پیش‌ساخته می‌باشد. استفاده از این تکنیک در پل‌های بتنی علاوه بر مزایای کاهش اختلال در ترافیک عبوری، نظارت و کنترل کیفی بر ساخت قطعات در کارخانه، منجر به ارتقای کیفی و دوام بیشتری در سازه خواهد شد. به دلایل فوق، استفاده از روش اجرای پیش‌ساخته در دهه‌های اخیر در جهان عمومیت یافته است. اولین بار در اواخر دهه‌ی ۴۰ میلادی تکنیک اجرای قطعات پیش‌ساخته توسط فریسینه و مولر معرفی گردید [۱۵]. فریسینه در سال‌های ۱۹۴۶ تا ۱۹۵۰، شش دستگاه پل معروف قطعه‌ای در شهر مارن طراحی نمود [۱۶]. پس از آن اجرای پل‌های پیش‌ساخته قطعه‌ای در اروپا و آمریکا رواج یافت. اولین پل قطعه‌ای اجراشده در کشور ما، پل سیدخندان تهران می‌باشد که در سال ۱۳۵۶ توسط مهندسان فرانسوی شرکت فریسینه اجرا گردید؛ اما اغلب پل‌های بتنی ساخته‌شده پس از آن تا سال ۱۳۸۸ به روش بتن درجا اجرا شده است. در این سال کلنگ اجرای اولین پل قطعه‌ای در پروژه تقاطع غیر هم‌سطح کاروان‌سرای سنگی ۱ به زمین خورد و در سال ۱۳۸۹ نخستین کارخانه‌ی تولید قطعات بتنی پیش‌ساخته جعبه‌ای آغاز به کار نمود. از آن زمان به بعد روش اجرای قطعه‌ای در ساخت پل‌های متعدد شهری به کار برده شد. پروژه بزرگراه طبقاتی صدر تهران (۱۳۹۲) به طول ۶ کیلومتر طولانی‌ترین پل کشور می‌باشد که به روش پیش‌ساخته قطعه‌ای اجرا شده است [۱۷]. پس از آن تقاطع‌های غیرهمسطح متعددی در شهرهای اصفهان، قم، کرمان و اهواز به این روش اجرا شده و یا در حال اجرا می‌باشد.

۲-۱- روش‌های ساخت قطعات پیش‌ساخته

دو روش اصلی ساخت در اجرای پل‌های پیش‌ساخته عبارت‌اند از: روش *باند* و روش *قطعه‌ای*.

در روش باند هریک از شاه‌تیرها یا المان‌های سازه‌ای به‌صورت کامل و در یک مرحله قالب‌بندی و تولید می‌گردد. کاربرد این روش در پل‌های با دهانه کوتاه و با شکل‌های غیرمستقیم و قوسی می‌باشد.

در روش قطعه‌ای یک شاه‌تیر (معمولاً جعبه‌ای) به تعدادی قطعه تقسیم شده و پس از ساخت قطعه‌ی اول (صفر) بقیه قطعات به‌صورت متوالی در کنار قطعه‌ی قبلی ساخته می‌شود. از این روش در ساخت پل‌های مستقیم و دهانه بلند استفاده می‌گردد [۱۸].

اجرای پل‌های قطعه‌ای دارای مزایای اجرای تکراری، حداقل تأثیر روی ترافیک و محیط‌زیست در طول ساخت، اجرای اقتصادی و یک سازه‌ی بادوام می‌باشد. اجرای قطعه‌ای می‌تواند در شرایط مختلف سخت محلی به‌کاربرده شود ازجمله: پایه می‌تواند در جایگاه کوچکی جای گذاری شود. روسازه می‌تواند تا حدی که از خطرات طبیعی و اجتماعی دور گردد، بالا رود و پل‌های قطعه‌ای می‌توانند در یک شعاع کوچک مثل رمپ دسترسی بزرگراه‌های قوسی و پل‌های با شعاع بزرگ اجرا شوند. همچنین روش قطعه‌ای برای عبور از مناطقی که در آن‌ها امکان قالب‌بندی و شمعک گذاری وجود ندارد، نظیر دره‌های عمیق، آبراه‌ها و یا در عبور از جاده‌های پرتردد، بسیار مناسب می‌باشد. یکی از مزایای مهم اجرای قطعه‌ای، استفاده از تکنیک پس‌کشیدگی در هر دو جهت طولی و عرضی برای عرشه می‌باشد. این امر مانع از

www.SID.ir

Archive of SID

ترک‌خوردگی ناشی از تنش کششی به خاطر انقباض عرشه بتنی مقید، بارهای زنده و تنش‌های حرارتی می‌گردد که از ورود آب و نمک ضدیخ به داخل آن و هم‌چنین خوردگی میلگردها جلوگیری می‌کند. ترک‌خوردگی جان‌های پل‌های قطعه‌ای نیز با طراحی برای عدم تجاوز تنش‌های کششی اصلی از حدود تنش‌های کششی در ضوابط آشتو LRFD [۱۹] جلوگیری می‌شود. دوام پل‌های قطعه‌ای با به‌کارگیری بتن با نفوذپذیری کم بازهم قابل افزایش است [۲۰]. داده‌های بازرسی در سال ۲۰۱۰ نشان می‌دهد که پل‌های قطعه‌ای در حال اجرا در مقایسه با سایر انواع پل‌ها بسیار بهتر اجرا می‌شوند [۲۱].

۲-۲- روش‌های نصب پل‌های پیش‌ساخته قطعه‌ای

با توجه به موقعیت اجرای پل، مختصات هندسی، دوری یا نزدیکی کارخانه ساخت قطعات و مسائل حمل‌ونقل، روش‌های مختلفی برای نصب قطعات به کار می‌روند که متداول‌ترین آن‌ها عبارت‌اند از:

۱- روش نصب دهانه به دهانه
۲- روش نصب جایگذاری پیش‌رونده
روش نصب طره‌ای متعادل

در روش دهانه به دهانه با استفاده از جرثقیل‌های ویژه دروازه‌ای[۷] و یا به اصطلاح خرپای نصب[۸] که بر روی دو ستون مجاور نصب شده است، نخست کل قطعات یک دهانه بالا کشیده می‌شود؛ سپس هر قطعه در جای خود تنظیم و مستقر می‌گردد. در مرحله آخر با اجرای کابل‌های پس کشیدگی، عملیات نصب یک دهانه کامل می‌شود و جرثقیل به دهانه‌ی بعدی منتقل می‌گردد [۲۲].

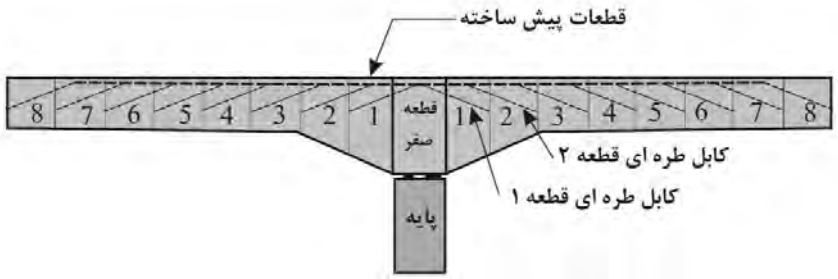
روش‌های دهانه به دهانه و جایگذاری پیش‌رونده نیاز به جرثقیل‌های بزرگ و مخصوص دارد؛ اما روش طره‌ای متعادل با جرثقیل‌های کامیونی قابل‌اجرا می‌باشد. از آنجا که پل مورد مطالعه در این پژوهش از نوع پیش‌ساخته قطعه‌ای با اجرای طره‌ای متعادل می‌باشد، در ادامه این روش به‌طور مختصر بیان می‌گردد.

۲-۳- روش نصب طره‌ای متعادل

امروزه اجرای طره‌ای متعادل یکی از متداول‌ترین روش‌های اجرای پل‌های بتنی پیش‌تنیده می‌باشد[۲۳و۲۴]. در این روش نصب، در ابتدا قطعه جعبه‌ای هر پایه بر روی آن نصب می‌گردد. سپس قطعات بعدی به ترتیب از دو سوی این قطعه به‌صورت طره‌ای به آن متصل می‌گردند و بدین ترتیب، مرتباً طول دو بازوی طره‌ای افزوده خواهد گردید. در هنگام اجرا سعی می‌گردد که مطابق شکل ۱ همواره قطعات متناظر در دو طرف هر پایه به‌صورت هم‌زمان اجرا شوند و انتخاب نام طره‌ای متعادل برای این روش نیز به همین علت می‌باشد.

اجزای پل با اجرای طره‌ای عبارت‌اند از:

الف) پایه ب) قطعه صفر پ) قطعات عرشه در روش اجرای طره‌ای،



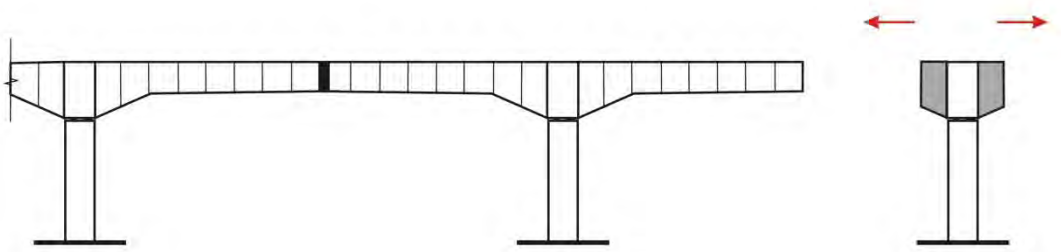
شکل ۱: روش ساخت عرشه پل‌های جعبه‌ای قطعه‌ای با نصب طره‌ای متعادل

[7] Lunching Gantry
[8] Erection Truss

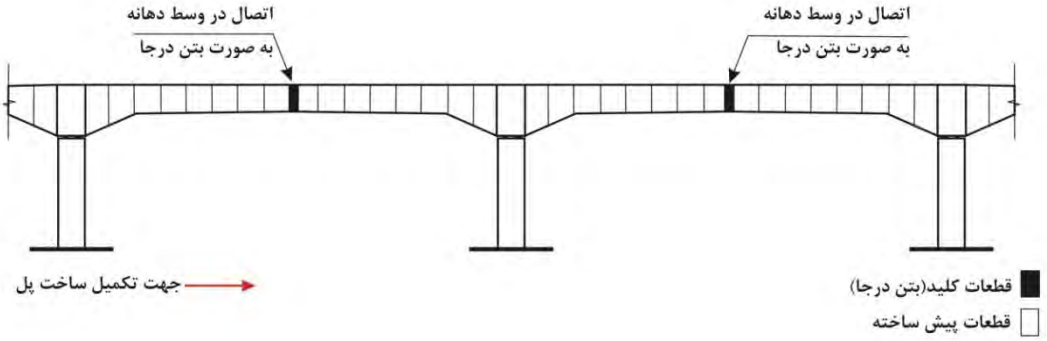
www.SID.ir

Archive of SID

پس از ساخت پایه‌ها قطعه‌ی صفر بر روی هر پایه نصب می‌گردد. سپس قطعات عرشه به نوبت در طرفین این قطعه قرار داده شده و توسط کابل‌های طره ای کشیده می‌شوند. پس از تکمیل بازوهای طره‌ای و رسیدن دو بازوی چپ و راست در وسط دهانه، قطعه کلید (مطابق شکل ۲) در وسط دهانه اجرا شده و با پس کشیدگی کابل‌های پیوستگی یکپارچگی دهانه کامل می‌گردد. در دهانه‌های میانی مطابق شکل ۳، افزایش طول بازوی طره‌ای تا جایی ادامه می‌یابد که انتهای بازوها به نزدیکی محل وسط دهانه‌ها برسند، در این صورت، با بتن‌ریزی درجا در محل وسط دهانه، اتصال بین دو بازوی مخالف از دو پایهٔ مجاور کامل می‌گردد.

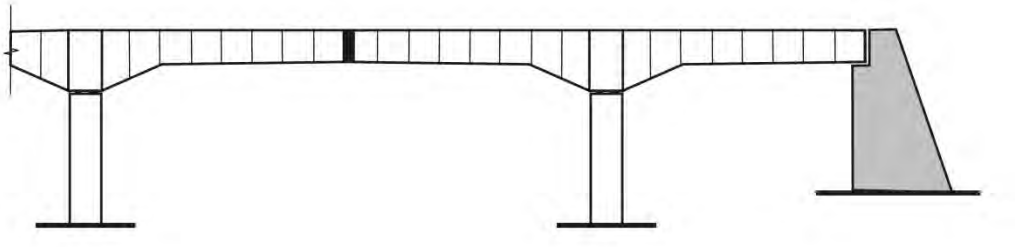


شکل ۲: روند اجرای طره‌ای قطعات عرشه



شکل ۳: روند اجرای طره‌ای دهانه میانی قطعات عرشه

برای پایه‌های مجاور به تکیه‌گاه‌ها، مطابق شکل ۴ ابتدا طره انتهایی تکمیل می‌گردد؛ سپس تکیه‌گاه تکمیل شده و پیوستگی بین طره انتهایی و تکیه‌گاه، با بتن درجا ایجاد می‌گردد. در مرحلهٔ آخر مطابق روال معمول، دهانه مجاور به طره انتهایی با بتن درجا یکسره خواهد شد.

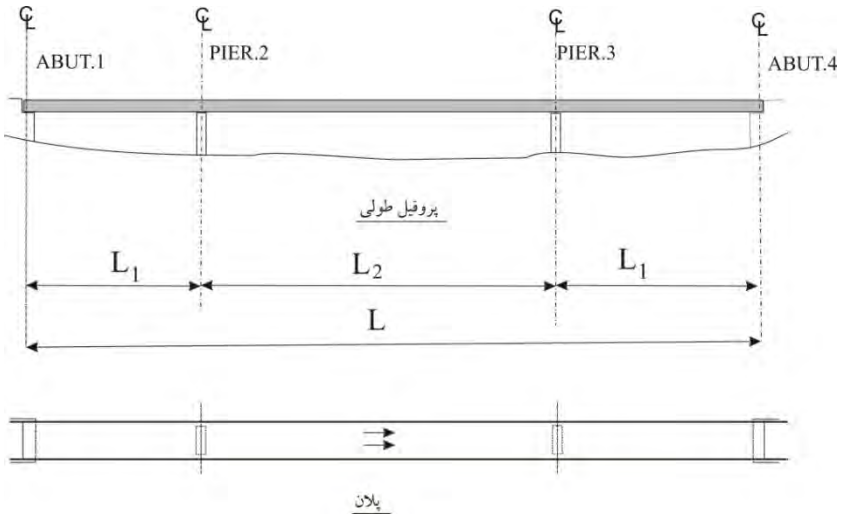


شکل ۴: روند اجرای طره‌ای دهانه انتهایی قطعات عرشه

www.SID.ir

Archive of SID

در روش نصب طره متعادل، معمولاً سازه‌ی پل به‌صورت متقارن اجرا می‌گردد. به‌طور مثال در حالت سه دهانه، مطابق شکل ۵ طول دهانه‌های کناری یکسان و برابر L_1 و دهانه‌ی میانی برابر L_2 (تقریباً دو برابر L_1) در نظر گرفته می‌شود. در شکل ۵ مقطع طولی و پلان پل‌های مورد بررسی در حالت سه دهانه ترسیم شده است.



شکل ۵: مقطع طولی و پلان پل‌های ۳ دهانه در روش طره متعادل

۳- تاریخچه ضوابط طراحی پل‌های پیش‌ساخته قطعه‌ای

اولین استاندارد ملی آمریکا برای طراحی و اجرای پل‌های بزرگراهی، آیین‌نامه استاندارد پل‌های بزرگراهی و سازه‌های وابسته در سال ۱۹۲۷ توسط «انجمن امور بزرگراه‌های ایالتی آمریکا» که نام قبلی «انجمن امور حمل‌ونقل و بزرگراه‌های ایالتی آمریکا (AASHTO)» می‌باشد، انتشار یافت؛ اما اولین ضوابط طراحی پل‌های پیش‌ساخته قطعه‌ای با نیم قرن تأخیر و هم‌زمان با توسعه‌ی ساخت این پل‌ها در سال ۱۹۷۵ توسط انجمن بتن پیش‌ساخته[9] (PCI) ارائه گردید [۲۵]. انجمن بتن آمریکا (ACI)[10] و انجمن مهندسان آمریکا(ASCE)[11] در سال ۱۹۸۸ توصیه‌هایی به‌منظور راهنمایی عمومی در طراحی اولیه پل‌های بتنی با شاه‌تیر جعبه‌ای پیش‌ساخته قطعه‌ای ارائه نمودند [۲۶]. در سال ۱۹۹۷ انجمن پل‌های قطعه‌ای آمریکا[12] (ASBI) به همراه آشتو و انجمن بتن پیش‌ساخته (PCI) به‌منظور یکنواختی و سهولت تولید، مقاطع پیش‌ساخته‌ی استانداردی برای اجرای قطعه‌ای ارائه نمودند که منجر به طرح‌های اجرایی مقرون‌به‌صرفه می‌گردد [۲۷]. آشتو در سال ۱۹۹۹ ضوابط راهنمای طراحی و اجرای پل‌های بتنی قطعه‌ای را جداگانه منتشر نمود. در ویراست‌های اخیر آیین‌نامه آشتو LRFD از ۲۰۱۲ تا ۲۰۱۷ ضوابط مربوط به طراحی این‌گونه پل‌ها با جزئیات بیشتری ارائه شده است [۱۹ و ۲۸].

۴- روش تحقیق

هدف از این مطالعه، ارائه تحلیل، طراحی و بهینه‌سازی روسازه پل‌های بتنی پیش‌تنیده پیش‌ساخته قطعه‌ای می‌باشد. از این رو پس از رابطه بندی محاسبات تحلیل سازه، یک برنامه‌ی بهینه‌سازی در نرم‌افزار Matlab مشتمل بر الگوریتم بهینه‌سازی و برنامه‌ی تحلیل سازه تهیه می‌گردد. سپس صحت عملکرد آن با اجرای آن بر روی پل مورد مطالعه [۱۴] و مقایسه‌ی نتایج، اعتبارسنجی می‌گردد. در پایان با استفاده از نرم‌افزار، هزینه‌ی روسازه‌ی پل‌های متعددی با دهانه‌های مختلف و مقاطع عرضی جعبه‌ای (با عمق ثابت)بهینه گردیده و تحلیل حساسیت هزینه برحسب طول دهانه ارائه می‌گردد. در ادامه اجزای روش تحقیق معرفی شده است.

[9] Presstressed Concrete Institute
[10] American Concrete Institute
[11] American Society of Civil Engineering
[12] American Segmental Bridge Institute

www.SID.ir

Archive of SID

۴-۱- الگوریتم بهینه‌سازی

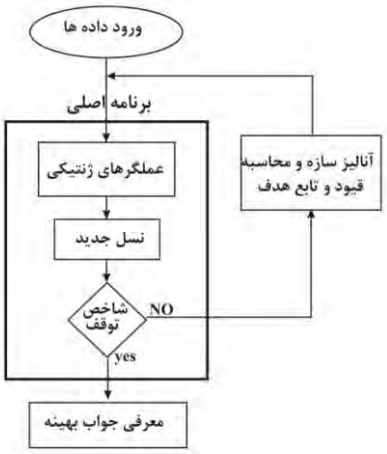
به‌جز روش‌های مستقیم ریاضی، الگوریتم‌های مختلفی برای حل مسائل بهینه‌سازی وجود دارد که به الگوریتم‌های تقریبی، احتمالی و فرا اکتشافی تقسیم‌بندی می‌شوند.روش‌های اکتشافی بر مبنای یک تعامل بین فرایند بهبود محلی و راهبردهای سطح بالاتر به‌منظور دستیابی به روش جستجوی بهینه کلی در فضای جواب‌ها تعریف می‌شوند که با یک جستجوی چند مودی[۱۳] و توقف‌ناپذیر در کمینه محلی، قادر به یافتن بهینه فراگیر[۱۴] می‌باشند. این روش‌ها بر ترکیب یک چارچوب یا مفهوم اکتشافی با گونه‌هایی از برنامه‌ریزی ریاضی (معمولاً روش‌های دقیق) متمرکز می‌شوند. بسیاری از این روش‌های مدرن در سال‌های اخیر به‌منظور حل مسائل پیچیده مهندسی توسعه‌یافته و در حال ظهور هستند. کلونی مورچگان[۱۵]، روش‌های فازی[۱۶]، الگوریتم‌های ژنتیک، روش‌های مبتنی بر شبکه‌های عصبی[۱۷]، بهینه‌سازی ازدحام ذرات[۱۸]، برنامه‌ریزی بازپخت شبیه‌سازی شده[۱۹] از نمونه روش‌های فرا اکتشافی می‌باشند. الگوریتم ژنتیک یک روش بهینه‌سازی تکاملی است که از اصول نظریه انتخاب طبیعی داروین استفاده می‌کند. الگوریتم‌های ژنتیک با معرفی تعدادی جواب اولیه شروع می‌شود. جواب‌های اولیه به‌طور تصادفی در محدوده مرز پایین و بالای متغیرهای طراحی انتخاب شده و مطابق برازندگی‌شان مرتب و دسته‌بندی می‌شوند. برازندگی هر جواب بر مبنای نزدیکی به جواب بهینه تعیین می‌گردد. در الگوریتم ژنتیک جواب‌های با برازندگی بیشتر شانس ترکیب و تولید مثل بیشتری دارند. با اعمال عملگرهای تقاطع و جهش، جواب‌های اولیه به‌منظور تولید جواب‌های جدید با برازندگی بیشتر (در این مطالعه کمینه هزینه یا وزن روسازه) بهبود می‌یابند. این جواب‌های جدید جایگزین جواب‌های بد قبلی می‌شوند. فرآیند فوق تا حصول شرط خاتمه تکرار می‌شود. در این تحقیق از الگوریتم ژنتیک [۱۳] برای بهینه‌سازی استفاده‌شده است. در شکل ۶ یک فلوچارت کلی الگوریتم بهینه‌سازی در این تحقیق ارائه شده است.

۴-۲- تابع هدف

هدف از بهینه‌سازی، کمینه کردن هزینه‌ی رو سازه‌ی پل می‌باشد. هزینه‌ی رو سازه شامل هزینه‌ی ساخت قطعات بتنی پیش‌ساخته (شامل مصالح بتن و میلگرد معمولی و همچنین ساخت، حمل و نصب قطعات) و هزینه‌ی فولاد پیش تنیدگی (اعم از مصالح و اجرا) می‌باشد که به‌صورت زیر تعریف می‌شود:

$$C_T = C_{PC} + C_{PS} + Penalty \qquad (۱)$$

که در آن C_{PC} هزینه‌ی ساخت قطعات بتنی پیش‌ساخته و C_{PS} هزینه‌ی فولاد پیش تنیدگی می‌باشد که شامل اجرای تاندون‌های پس کشیدگی در مراحل مختلف نصب و تکمیل دهانه‌های پل است. این هزینه‌ها به‌صورت زیر در نظر گرفته می‌شوند:



شکل ۶ : فلوچارت کلی الگوریتم بهینه‌سازی

[13] Multimodal
[14] Global optimum
[15] Ant Colony
[16] Fuzzy methods
[17] Neural-network based methods
[18] Particle Swarm Optimization
[19] Simulated Annealing

www.SID.ir

Archive of SID

$$C_{PC} = UP_{PC} \times W_{PC} \quad (۲)$$

$$C_{PS} = UP_{PS} \times W_{PS} \quad (۳)$$

که در آن UP_{PC} بهای واحد حجم قطعات بتنی پیش‌ساخته، UP_{PS} بهای واحد وزن فولاد پیش تنیدگی، V_{PC} حجم کل بتن قطعات پیش‌ساخته و W_{PS} وزن کل فولادهای پیش تنیدگی می‌باشد. روش جریمه برای هدایت الگوریتم بهینه‌سازی به فضای قابل‌قبول در نظر گرفته‌شده است. تابع جریمه خارجی مطابق رابطه‌ی ۴ در نظر گرفته می‌شود:

$$Penalty = \alpha_p \sum_{i=1}^{ng} [g_j]^q \quad (۴)$$

که در آن α_p ضریب جریمه‌ی ثابت، q یک ثابت نامنفی، n_g تعداد قیود مسأله و g_j کمیتی است که مطابق رابطه‌ی (۵) در صورت نقض قید، مساوی قید و در صورت ارضای آن مساوی صفر در نظر گرفته می‌شود:

$$if\ g_j \le 0 \Rightarrow [g_j] = max\{0, g_j\} \quad (۵)$$

هزینه‌های واحد مصالح مختلف در جدول ۱ نشان داده‌شده است. این مقادیر مطابق گزارش کارفرمای پروژه پل مورد مطالعه [۱۴] و برای بتن با مقاومت فشاری ۴۰ مگا پاسکال در زمان ساخت تعیین شده است.

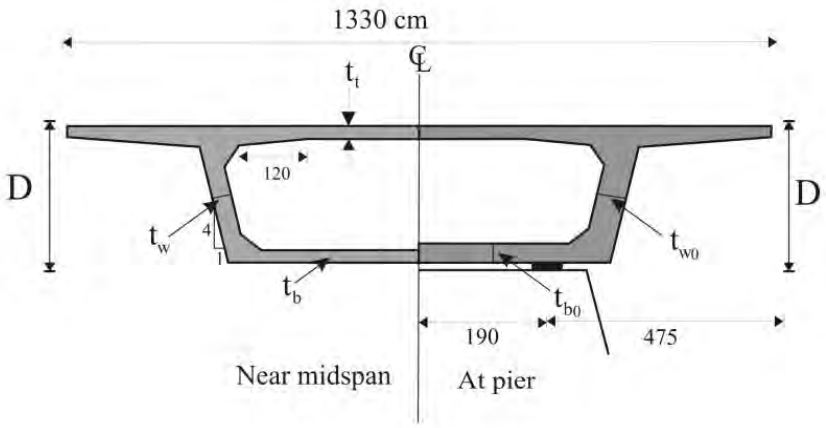
جدول ۱: هزینه واحد مصالح [14]

UP_{PC}	۵۱ (میلیون ریال بر مترمکعب)
UP_{PS}	۶۳ (میلیون ریال بر تن)

۴-۳- متغیرهای طراحی

در این مطالعه متغیرهای طرح عبارت‌اند از: ابعاد مقطع عرضی شاه‌تیر جعبه‌ای و تعداد کابل‌های تاندون‌های پیش تنیدگی. متغیرهای طرح در جدول ۲ ارائه‌شده‌اند. همچنین یک مقطع عرضی تیپ پل به همراه متغیرهای طرح مقطع در شکل ۷ نشان داده شده‌است. به‌جز متغیرهای طرح (شامل $D, t_t, t_{b0}, t_b, t_{w0}, t_w, n$) سایر ابعاد و شیب جان ثابت در نظر گرفته‌شده و به‌صورت ورودی به نرم-افزار معرفی می‌شود.

سایر متغیرهای طراحی پل ازجمله طول دهانه، عرض عرشه، سیستم مهار پس کشیده، بارگذاری زنده، بارهای مرده اضافی و مشخصات مصالح مصرفی ثابت و برابر مقادیر آن‌ها در پل مورد مطالعه فرض شده است که در بخش، پل مورد مطالعه معرفی می‌شود.



شکل ۷: مقطع عرضی تیپ از پل

www.SID.ir

Archive of SID

جدول ۲: متغیرهای طرح

قید	نوع متغیر	شناسه	متغیر
عمق شاه‌تیر	پیوسته	D	$۲۲۰ \le D \le ۵۰۰ cm$
ضخامت بال بالایی	پیوسته	t_t	$۱۸ \le t_t \le ۵۰ cm$
ضخامت بال پایینی در تکیه‌گاه	پیوسته	t_{b0}	$۱۸ \le t_{b۰} \le ۵۰ cm$
ضخامت بال پایینی در وسط دهانه	پیوسته	t_b	$۱۸ \le t_b \le ۵۰ cm$
ضخامت جان در تکیه‌گاه	پیوسته	t_{w0}	$۳۵ \le t_{w۰} \le ۵۰ cm$
ضخامت جان در وسط دهانه	پیوسته	t_w	$۳۵ \le t_w \le ۵۰ cm$
تعداد کابل‌های تاندون‌های پیش‌تنیدگی	گسسته	n	$۴ \le n \le ۲۰$

۴-۴- محدودیت‌های طرح

قیود طرح شامل محدودیت‌های آیین‌نامه‌ای اعم از محدودیت تنش (فشاری و کششی) مجاز حاصل از تحلیل سازه در مراحل مختلف نصب قطعات تا تکمیل و بهره‌برداری پل و محدودیت خیز و نیز محدودیت‌های هندسی و اجرایی می‌باشند.

۴-۴-۱- قیود تنش مجاز

قیود تنش مجاز مطابق آشتو در تارهای بالایی و پایینی قطعات در هر مرحله از اجرا مطابق رابطه (۶) اعمال می‌گردد [۲۹]:

$$-0.4f'_c \le f \le 0.5\sqrt{f'_c} \qquad (۶)$$

که در آن f تنش در نقطه موردنظر و f'_c مقاومت فشاری بتن برحسب مگا پاسکال می‌باشد.

مرحله ۱: اجرای طره‌ای قطعات و اعمال نیروهای پیش تنیدگی تاندون‌های گروه ۱

$$f_{t1} = -\frac{F_{p1}}{A} - \frac{M_{p1}}{Z_t} + \frac{M_D}{Z_t} \qquad (۷)$$

$$f_{b1} = -\frac{F_{p1}}{A} + \frac{M_{p1}}{Z_b} - \frac{M_D}{Z_b} \qquad (۸)$$

$$M_{p1} = F_{p1} \times e_1 \qquad (۹)$$

که در آن F_{p1} نیروی پیش تنیدگی تاندون‌های گروه ۱، M_{p1} لنگر ناشی از نیروی پیش تنیدگی تاندون‌های گروه ۱، M_D لنگر بار مرده قطعات، Z_t و Z_b به ترتیب اساس مقطع تار بالا و پایین قطعات، A سطح مقطع، e برون‌محوری تاندون‌های گروه ۱ و f_{t1} و f_{b1} به ترتیب تنش‌های حاصل از بار مرده و پیش تنیدگی تاندون‌های گروه ۱ در تارهای بالایی و پایینی قطعات می‌باشند.
علامت منفی در تنش‌های حاصل از روابط فوق نشان‌دهنده‌ی تنش فشاری و علامت مثبت نشان‌دهنده‌ی تنش کششی است.

مرحله ۲ الف: تکمیل دهانه‌های کناری با پس کشیدن تاندون‌های گروه ۲

$$f_{t2} = -\frac{F_{p2}}{A} + \frac{M_{p2}}{Z_t} \qquad (۱۰)$$

$$f_{b2} = -\frac{F_{p2}}{A} - \frac{M_{p2}}{Z_b} \qquad (۱۱)$$

$$M_{p2} = F_{p2} \times e_2 \qquad (۱۲)$$

که در آن متغیرهای با اندیس ۲ همان نیروها و لنگرهای این بار برای تاندون‌های گروه ۲ می‌باشند.

مرحله ۲ ب: ترکیب تنش‌های مراحل ۱ و ۲

$$f_{t12} = f_{t1} + f_{t2} \qquad (۱۳)$$

$$f_{b12} = f_{b1} + f_{b2} \qquad (۱۴)$$

www.SID.ir

Archive of SID

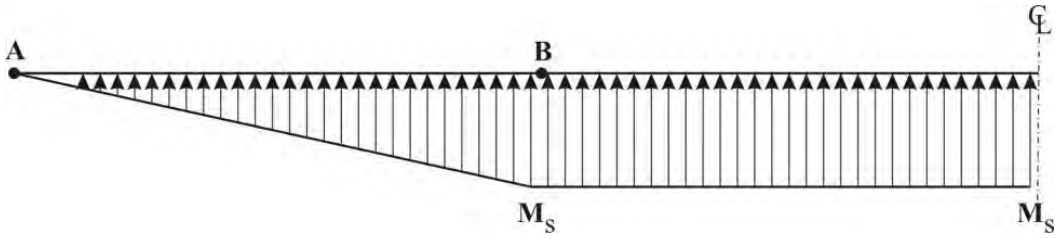
که در آن f_{b12}, f_{t12} به ترتیب تنش‌های حاصل از بار مرده و پیش تنیدگی تاندون‌های گروه ۱ و ۲ در تارهای بالایی و پایینی قطعات می‌باشند.

مرحله ۳: تکمیل دهانه‌ی میانی

در این مرحله با قالب‌بندی و اجرای بتن درجای قطعه‌ی کلید، بخش‌های طره‌ای چپ و راست دهانه میانی به یکدیگر متصل شده و با اجرای تاندون‌های $3a$ و $3b$ دهانه‌ی میانی تکمیل می‌گردد. نخست لنگر پیش تنیدگی تاندون‌های گروه ۳ مشابه گروه ۲ با لحاظ برون‌محوری مرکز هندسی تاندون‌ها در هر قطعه تعیین می‌گردد. از طرفی با یکسره شدن تیر در سه دهانه و تأثیر نیروی پیش تنیدگی تاندون‌های گروه ۳ لنگر ثانویه‌ای به نام M_S در محل تکیه‌گاه‌ها تولید می‌شود. این لنگر شرایط شیب مساوی در محل تکیه‌گاه‌های میانی را برقرار می‌کند. با استفاده از روش تیر مزدوج و اعمال شرایط سازگاری دوران انتهایی دهانه‌ها در تیر اصلی (نیروی برشی در تیر مزدوج)، لنگر ثانویه از رابطه‌ی زیر به دست می‌آید:

$$M_S = \frac{3\sum A_{M3}}{2L} \qquad (۱۵)$$

که در آن $\sum A_{M۳}$ مجموع جبری سطح زیر نمودار لنگرهای پیش تنیدگی (مثبت و منفی) تاندون‌های گروه ۳ و L طول دهانه‌ی میانی می‌باشد. لنگر ثانویه مطابق شکل ۸ به تیر اعمال می‌گردد.



شکل ۸: نحوه اعمال لنگر ثانویه

بنابراین روابط محاسبه‌ی لنگر در مرحله‌ی ۳ در دهانه‌های میانی و کناری به‌صورت زیر می‌باشند:

$$M_{p3SRi} = M_{p3Ri} + M_S \qquad (۱۶)$$

$$M_{p3SLi} = \frac{L_i}{L_L} M_S \qquad (۱۷)$$

که در آن M_{p3SRi} لنگر مرحله سوم با لحاظ اثر لنگر ثانویه، M_{p3Ri} لنگر پیش تنیدگی تاندون‌های گروه ۳ هردو در درز iام دهانه‌ی میانی، M_{p3SLi} لنگر مرحله سوم در درز iام دهانه‌ی کناری، L_i فاصله درز iام از مرکز تکیه‌گاه میانی و L_L طول دهانه‌ی کناری می‌باشند. تنش‌های حاصل از مرحله‌ی سوم در دهانه‌های کناری و میانی از روابط زیر تعیین می‌شوند:

$$f_{t3} = -\frac{F_{p3}}{A} - \frac{M_{p3s}}{Z_t} \qquad (۱۸)$$

$$f_{b3} = -\frac{F_{p3}}{A} + \frac{M_{p3s}}{Z_b} \qquad (۱۹)$$

که در آن f_{b1}, f_{t1} به ترتیب تنش‌های حاصل از پیش تنیدگی تاندون‌های گروه ۳ در تارهای بالایی و پایینی قطعات و M_{p3S} لنگر پیش تنیدگی مرحله ۳ می‌باشد که در دهانه‌ی میانی برابر M_{p3SRi} و در دهانه‌ی کناری برابر M_{p3SLi} است.

$$f_{t123} = f_{t12} + f_{t3} \qquad (۲۰)$$

$$f_{b123} = f_{b12} + f_{b3} \qquad (۲۱)$$

و f_{t123} و f_{b123} تنش‌های حاصل از بار مرده و پیش تنیدگی تاندون‌های گروه ۱ تا ۳ می‌باشند.

مرحله‌ی ۴: اعمال بار مرده‌ی اضافی

www.SID.ir

Archive of SID

پس از اجرای کلیه‌ی تاندون‌های پیش تنیدگی و یکپارچه شدن دهانه‌ها، بار مرده‌ی اضافی شامل وزن آسفالت و نرده‌ها بر پل تأثیر می‌گذارد. در این مرحله لازم است تیر سه دهانه با ممان اینرسی متغیر تحت بارهای فوق تحلیل شده و تنش‌های حاصل از بار مرده‌ی اضافی به تنش‌های مراحل قبل اضافه گردد. در این تحقیق از روش پخش لنگر در اعضای غیرمنشوری برای محاسبه‌ی لنگر بار مرده‌ی اضافی و همچنین در ترسیم خطوط تأثیر بار زنده در مرحله‌ی بعد استفاده شده است. لنگرهای گیرداری، ضرایب انتقال و سختی دورانی مطلق از روابط زیر محاسبه شده‌اند.

$$FEM_{AB} = (\frac{q}{2})\frac{\left(\int_0^L \frac{x^2dx}{I_x}\right)^2 - \int_0^L \frac{xdx}{I_x}\int_0^L \frac{x^3dx}{I_x}}{\int_0^L \frac{dx}{I_x}\int_0^L \frac{x^2dx}{I_x} - \left(\int_0^L \frac{xdx}{I_x}\right)^2} \quad (۲۲)$$

$$C_{AB} = \frac{L\int_0^L \frac{xdx}{I_x} - \int_0^L \frac{x^2dx}{I_x}}{\int_0^L \frac{x^2dx}{I_x}} \quad (۲۳)$$

$$K'_{AB} = \frac{E\left(\int_0^L \frac{x^2dx}{I_x}\right)}{\int_0^L \frac{dx}{I_x}\int_0^L \frac{x^2dx}{I_x} - \left(\int_0^L \frac{xdx}{I_x}\right)^2} \quad (۲۴)$$

FEM_{AB} لنگر گیرداری تکیه‌گاه A، C_{AB} ضریب انتقال لنگر از A به B، K_{AB} سختی دورانی مطلق AB، x متغیر فاصله از تکیه‌گاه، I_x ممان اینرسی مقطع در نقطه‌ی x، L طول دهانه، E مدول الاستیسیته بتن و q بار مرده‌ی اضافی می‌باشد. انتگرال‌های موجود در روابط به روش عددی و در طول هر قطعه از روسازه محاسبه شده است. پس از تعیین لنگر بار مرده‌ی اضافی، تنش ناشی از آن مطابق روابط زیر محاسبه شده و به تنش‌های مرحله‌ی قبل افزوده شد.

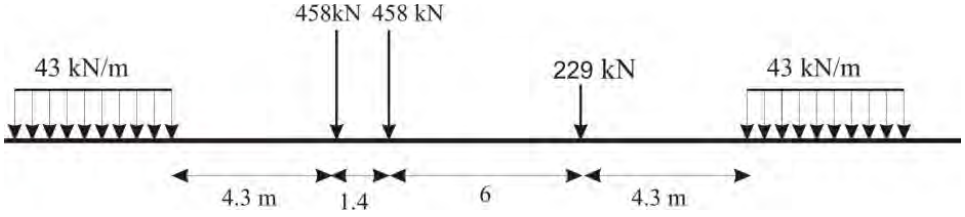
$$f_{tSD} = -\frac{M_{SD}}{Z_t} \Rightarrow f_{t123SD} = f_{t123} + f_{tSD} \quad (۲۵)$$

$$f_{bSD} = -\frac{M_{SD}}{Z_b} \Rightarrow f_{b123SD} = f_{b123} + f_{bSD} \quad (۲۶)$$

که در آن f_{bSD}, f_{tSD} به ترتیب تنش حاصل از لنگر بار مرده‌ی اضافی (M_{SD}) و f_{b123}, f_{t123} تنش‌های حاصل از بار مرده و پیش‌تنیدگی تاندون‌های گروه ۱،۲ و ۳ در تارهای بالایی و پایینی قطعات و f_{b123SD}, f_{t123SD} تنش کل حاصل از لنگر بار مرده‌ی اضافی، بار مرده و پیش تنیدگی هر سه گروه تاندون‌ها همگی در تارهای بالایی و پایینی قطعات می‌باشند.

مرحله‌ی ۵: اعمال بار زنده

در این مرحله از محاسبات، نخست خطوط تأثیر نیروی برشی و لنگر خمشی برای مقاطع بحرانی تیر یکسره با ممان اینرسی متغیر رسم شده و سپس با قرار دادن بار سه کامیون ۴۰۰ کیلو نیوتنی(استاندارد ایران) در عرض مقطع به همراه بارهای خطی ۱۵ کیلو نیوتن بر متری و لحاظ ضریب متوسط ضربه‌ی دهانه‌ها، بار طولی زنده به‌صورت شکل ۹ حاصل می‌شود. این بار به‌طور شناور بر روی خطوط تأثیر جایگذاری و بحرانی‌ترین حالات تعیین می‌گردند.

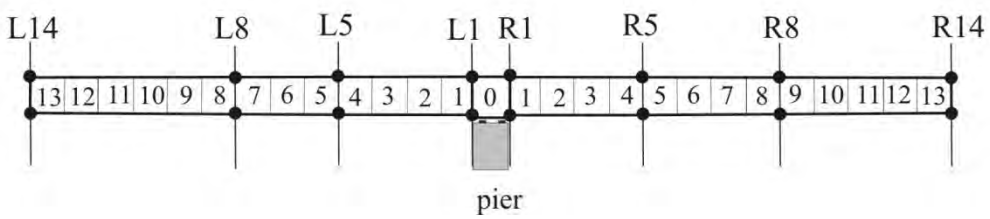


شکل ۹: نحوه‌ی اعمال بار زنده‌ی عرشه پل

www.SID.ir

Archive of SID

در شکل ۱۰، موقعیت ۸ مقطع بحرانی نیمی از پل و همچنین شماره‌گذاری برحسب ترتیب نصب طره‌ای متعادل قطعات نشان داده شده است. مقاطع بر مبنای شماره درز بین قطعات و جهت قرارگیری درز نسبت به قطعه‌ی صفر شماره‌گذاری شده‌اند. با توجه به تقارن سازه و بارگذاری، تنش‌های حاصل از مراحل فوق در نقاط مختلف دهانه‌ها محاسبه گردید و در هر مرحله ۳۲ قید تنش مجاز کششی و فشاری (۲ قید در تارهای بالا و ۲ قید در تارهای پایین ۸ مقطع بحرانی مشخص‌شده در شکل ۸) جمعاً در ۵ مرحله ۱۶۰ قید در نظر گرفته شد.



شکل ۱۰: ترتیب نصب قطعات و مقاطع بحرانی محاسبه تنش

۴-۴-۲- قیود مقاومت خمشی نهایی

مقاومت‌های خمشی نهایی در مقاطع مختلف کنترل می‌گردند. این قیود بر مبنای روش طراحی مقاومت نهایی و به‌صورت زیر می‌باشند:

$$M_u \le \phi M_n \qquad (۲۷)$$

که در آن M_u لنگر خمشی ضریب دار در مقاطع مختلف و M_n مقاومت خمشی اسمی مقطع و ϕ ضریب کاهش مقاومت برای خمش است که مطابق ضوابط آشتو برابر ۰/۹ در نظر گرفته می‌شود.

۴-۴-۳- قیود شکل‌پذیری

میزان کل فولاد پیش‌تنیدگی برای تأمین لنگر نهایی در مقطع بحرانی باید حداقل ۱/۲ برابر لنگر ترک‌خوردگی باشد. قیود حداقل فولاد پیش تنیدگی در مقاطع مختلف به‌صورت رابطه‌ی ۲۸ تعریف می‌شود.

$$1.2M_{cr} \le \phi M_n \qquad (۲۸)$$

که در آن M_{cr} و ϕM_n به ترتیب لنگر ترک‌خوردگی و لنگر نهایی می‌باشند.

همچنین طراحی در حالت فولاد کم (گسیختگی نرم) انجام‌شده و مطابق ضوابط آشتو برای طراحی در این حالت، شاخص فولادگذاری نباید از میزان β ۰/۳۶ تجاوز کند. قیود حداکثر فولاد پیش تنیدگی در مقاطع مختلف به‌صورت زیر می‌باشند:

$$\omega \le 0.36\beta_1 \qquad (۲۹)$$

که در آن ω شاخص فولادگذاری و β_1 ضریب مقاومت بتن می‌باشد که مطابق آشتو در حالت مقاومت فشاری ۴۰ مگاپاسکال برابر ۰/۷۵ در نظر گرفته‌شده است.

۴-۴-۴- قید خیز (تغییر شکل وسط دهانه میانی)

مطابق آیین‌نامه آشتو LRFD (۲۰۱۷) محدودیت خیز ناشی از بار زنده حداکثر ۱:۸۰۰ دهانه می‌باشد که این قید برای حداکثر لنگر بار زنده در وسط دهانه‌ی میانی محاسبه و به‌صورت زیر اعمال می‌شود [۱۹]:

$$\Delta \le \frac{L}{800} \qquad (۳۰)$$

که در آن Δ تغییر شکل در وسط دهانه و L طول دهانه‌ی میانی می‌باشد.

www.SID.ir

Archive of SID

۴-۴-۵- قیود برش

مقاومت برشی نهایی در مقاطع بحرانی کنترل می‌گردد. ضابطه‌ی برش در روش طراحی مقاومت نهایی به‌صورت رابطه‌ی زیر است:

$$V_u \le \phi V_n \qquad (۳۱)$$

که در آن V_u نیروی برشی ضریب دار در مقاطع مختلف، ϕ ضریب کاهش مقاومت برشی است که مطابق ضوابط آشتو برابر ۰/۹ در نظر گرفته می‌شود؛ V_n مقاومت برشی اسمی مقطع می‌باشد که حاصل جمع مقاومت برشی بتن (V_c) و مقاومت برشی فولادهای عرضی (V_s) می‌باشد. با فرض اینکه کمبود مقاومت برشی مقطع با اجرای فولادهای عرضی تأمین گردد، قیود برش بر مبنای حداکثر مجاز فولادهای عرضی به‌صورت زیر فرموله می‌شود:

$$V_s = \frac{V_u}{\varphi} - V_c \le 0.67\sqrt{f'_c}bd \qquad (۳۲)$$

$$V_c = min\{V_{cw}, V_{ci}\} \qquad (۳۳)$$

که در آن b مجموع پهنای جان‌ها و d فاصله‌ی دورترین تار فشاری تا مرکز هندسی فولادهای لنگر منفی می‌باشد. همچنین V_{cw}, V_{ci} مقاومت برشی اسمی بتن به ترتیب بر مبنای ترک برشی خمشی و ترک برشی مقطع تیر پیش‌تنیده می‌باشد.

۴-۴-۶- قیود هندسی

مطابق ضوابط آشتو استاندارد [۲۹] و آشتو LRFD [۱۹] حداقل ضخامت بال بالایی برابر $\frac{۱}{۳۰}$ فاصله‌ی بین ماهیچه‌ها یا جان‌ها و نه کمتر از ۱۵ سانتی‌متر می‌باشد و حداقل ضخامت بال پایینی برابر $\frac{۱}{۳۰}$ فاصله‌ی بین ماهیچه‌ها یا جان‌ها و نه کمتر از ۱۴ سانتی‌متر می‌باشد. در این تحقیق با لحاظ ضوابط فوق، حداقل ضخامت بال‌های بالایی و پایینی مقطع برابر ۱۸ سانتی‌متر در نظر گرفته‌شده است. آشتو استاندارد محدودیتی برای عمق مقاطع جعبه‌ای در نظر نگرفته است؛ مطابق ضوابط آشتو LRFD (۲۰۱۷)، حداقل عمق مقطع معادل $\frac{۱}{۶}$ عرض مقطع و برابر ۲۲۰ سانتی‌متر در نظر گرفته‌شده است.

۵- پل مورد مطالعه: پروژه اجرایی پل میدان استقلال اصفهان

میدان استقلال در شمال غربی حومه شهر اصفهان و در نزدیکی دانشگاه صنعتی اصفهان قرار دارد. این میدان قبل از احداث تقاطع‌های غیر هم‌سطح به دلیل تقاطع چند بزرگراه برون‌شهری تهران، خمینی‌شهر، اصفهان دارای ترافیک سنگینی بود؛ لذا شهرداری اصفهان به‌منظور رفع مشکلات این میدان اقدام به احداث تقاطع‌های غیر هم‌سطح و نیز ساخت پل جداگانه‌ی به نام P6 به‌صورت قطعه‌ای پیش‌ساخته به روش اجرای طره متعادل نمود. پل مذکور در سال ۹۶ به بهره‌برداری رسید که با گذر از فراز میدان، بزرگراه خمینی‌شهر را به بزرگراه شاهین‌شهر (تهران) متصل می‌نماید.

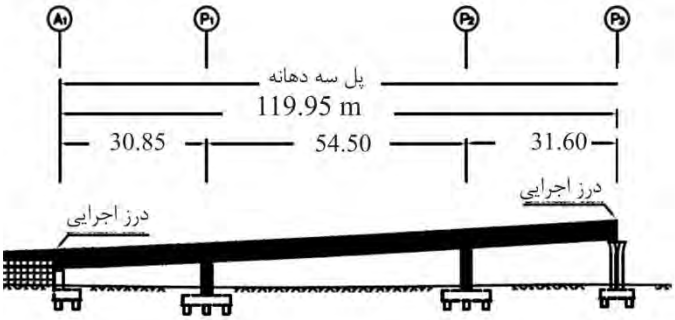
۵-۱- مشخصات هندسی

پل مورد مطالعه از اتصال سه دستگاه پل ۳ و ۶ و ۴ دهانه به یکدیگر تشکیل شده است. طول تقریبی دهانه‌های کناری هر پل ۳۱ متر و دهانه‌های میانی ۵۴/۵ متر می‌باشد که از قطعات پیش‌ساخته ۲ متری تشکیل شده است. در شکل ۱۱ تصویر هوایی از میدان استقلال و پل مورد مطالعه، شکل ۱۲ نمای طولی سه دهانه اول و در شکل ۱۳ مقطع عرضی تیپ روسازه پل نشان داده شده است.

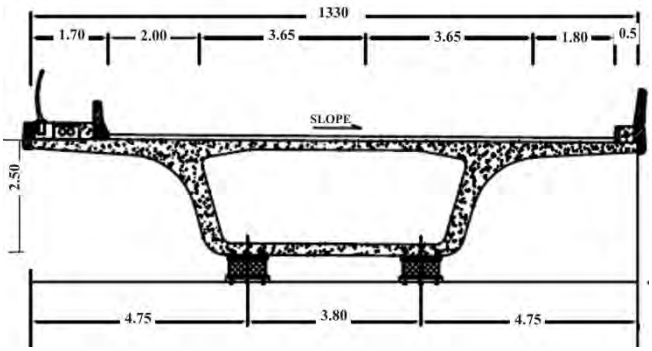
www.SID.ir

Archive of SID

شکل ۱۱: تصویر هوایی از میدان استقلال و پل مورد مطالعه [۱٤]



شکل ۱۲: نمای طولی از سه دهانه اول پل مورد مطالعه استقلال [۱٤]



شکل ۱۳: ابعاد و مقطع عرضی عمومی پل مورد مطالعه استقلال [۱٤]

۵-۲- مشخصات مصالح مصرفی و بارگذاری پل

روسازه‌ی پل از نوع بتن پیش‌تنیده پیش‌ساخته می‌باشد که مشخصات مصالح مصرفی و بارگذاری پل در جدول ۳ ارائه شده است. بار زنده‌ی در نظر گرفته شده در این پل، مطابق آیین نامه بارگذاری پل‌های ایران (نشریه ۱۳۹) شامل بار کامیون و بار خطی گسترده یکنواخت می‌باشد.

www.SID.ir

Archive of SID

جدول ۳: مشخصات مصالح مصرفی در پل مورد مطالعه [۱۴]

مقاومت فشاری بتن (مگا پاسکال)	۴۰
مقاومت کششی فولاد پیش‌تنیدگی (مگا پاسکال)	۱۸۹۰
مقاومت تسلیم فولاد پیش‌تنیدگی	۹۰ درصد مقاومت نهایی
مقاومت تسلیم فولاد معمولی (مگا پاسکال)	۴۰۰
وزن واحد حجم بتن (کیلو نیوتن بر مترمکعب)	۲۵
وزن واحد حجم فولاد (کیلو نیوتن بر مترمکعب)	۷۸/۵
مدول الاستیسیته بتن (مگا پاسکال)	۲۹۷۲۵
مدول الاستیسیته فولاد پیش‌تنیدگی (مگا پاسکال)	$۱/۹۳\times۱۰^{۵}$
مدول الاستیسیته فولاد معمولی (مگا پاسکال)	۲×۱۰^{۵}
عرض هر خط عبور (متر)	۳ متر
بار نرده (کیلو نیوتن بر متر)	۵
ضخامت پوشش سطحی آسفالت (سانتیمتر)	۷
وزن واحد حجم آسفالت (کیلو نیوتن بر مترمکعب)	۱۹

۵-۳- طرح تاندون‌های پیش تنیدگی و مراحل اجرای پل

طرح کلی و تعداد تاندون‌های پل مطابق طرح مرسوم در طراحی این‌گونه پل‌ها [۱۵،۲۵،۳۰و۳۱] به‌صورت زیر است:

گروه ۱: تاندون‌های طره‌ای شامل ۲۶ تاندون، ۱۳ تاندون در هر جان برای مرحله‌ی نصب طره‌ای قطعات.

گروه ۲: تاندون‌های یکسرگی دهانه‌های کناری شامل ۱۰ تاندون، ۴ تاندون در هر جان و دو تاندون در بال بالایی.

این تاندون‌ها در دو مرحله اجرا می‌گردند. تاندون‌های بال و دو تاندون از جان‌ها در مرحله اول یعنی پس از اجرای قطعه‌ی کلید دهانه، کشیده می‌شوند؛ ولی مابقی تاندون‌ها پس از تکمیل هر سه دهانه و قبل از اعمال بارهای مرده اضافی کشیده می‌شوند.

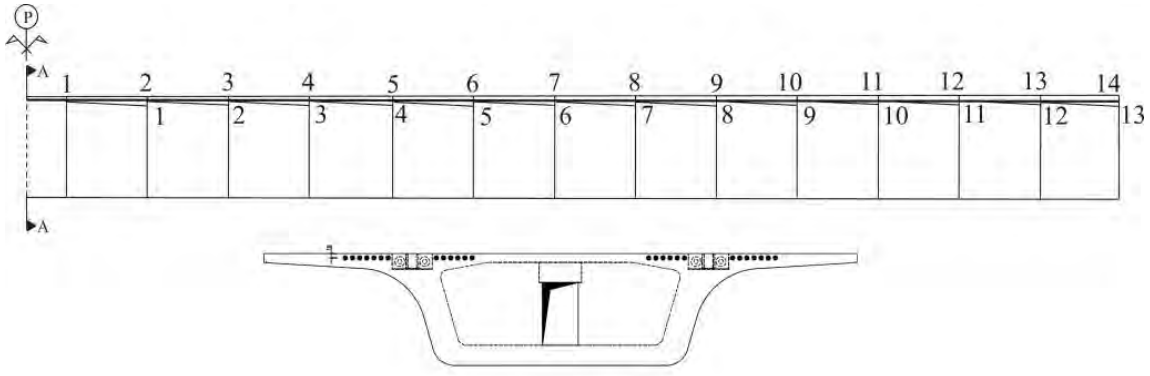
گروه ۳: تاندون‌های یکسرگی دهانه میانی شامل ۱۰ تاندون، ۴ تاندون در هر جان و دو تاندون در بال بالایی.

این تاندون‌ها در دو مرحله اجرا می‌گردند. تاندون‌های بال و دو تاندون از جان‌ها در مرحله اول یعنی پس از اجرای قطعه‌ی کلید دهانه، کشیده می‌شوند؛ ولی مابقی تاندون‌ها پس از تکمیل هر سه دهانه و قبل از اعمال بارهای مرده اضافی کشیده می‌شوند. در شکل‌های ۱۴ تا ۱۶ طرح تاندون‌های طولی پل نشان داده‌شده است. با توجه به ثابت بودن مقطع کابل‌ها، نیروی پیش‌تنیدگی در هر تاندون (F_{pi}) فقط به تعداد کابل‌های هر تاندون بستگی دارد. همچنین لنگر پیش‌تنیدگی هر گروه تاندون‌ها (M_{pi}) در هر مقطع روسازه، از حاصل‌ضرب نیروی پیش تنیدگی در برون مرکزی آن‌ها تعیین می‌گردد.

مراحل نصب قطعات، پس‌کشیدگی تاندون‌ها و تکمیل پل به ترتیب زیر می‌باشد.

مرحله ۱: نصب طره‌ای قطعات و اعمال نیروهای پیش‌تنیدگی تاندون‌های گروه ۱

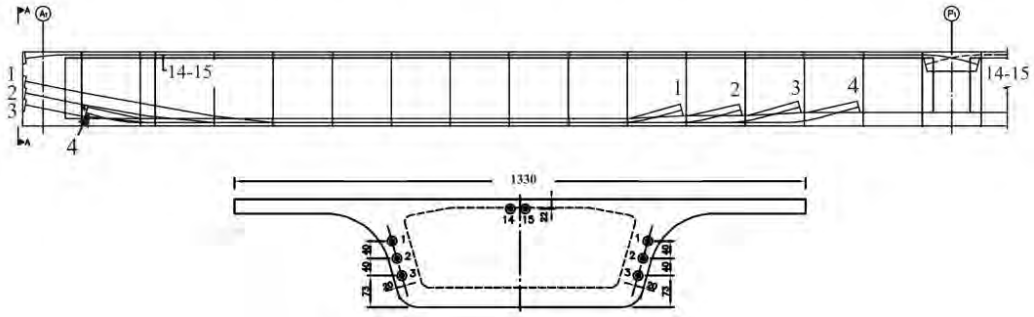
مرحله ۲: تکمیل دهانه‌های کناری با پس‌کشیدن تاندون‌های گروه ۲



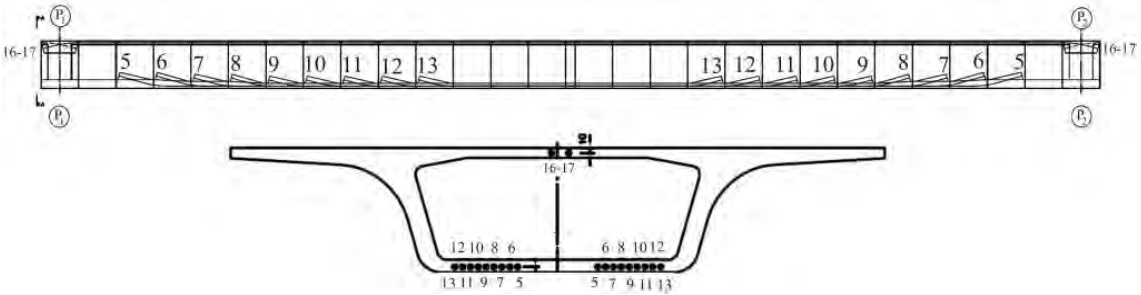
شکل ۱۴: طرح تاندون‌های طره‌ای (گروه ۱)

www.SID.ir

Archive of SID



شکل ۱۵: تاندون‌های یکسرگی دهانه‌های کناری (گروه ۲)



شکل ۱۶: تاندون‌های یکسرگی دهانه میانی (گروه ۳)

مرحله ۳: تکمیل دهانه‌ی میانی

در این مرحله با قالب‌بندی و اجرای بتن درجای قطعه‌ی کلید (شکل ۲)، بخش‌های طره‌ای چپ و راست دهانه میانی به یکدیگر متصل شده و با اجرای تاندون‌های 3a و 3b دهانه‌ی میانی تکمیل می‌گردد.

مرحله‌ی ٤: اعمال بار مرده‌ی اضافی (اجرای پوشش آسفالت و نرده‌ها)

پس از اجرای کلیه‌ی تاندون‌های پیش‌تنیدگی و یکپارچه شدن دهانه‌ها، بار مرده‌ی اضافی شامل وزن آسفالت و نرده‌ها بر پل تأثیر می‌نماید.

مرحله‌ی ٥: اعمال بار زنده (بهره‌برداری از پل)

ظرفیت بار زنده پل مطابق آیین‌نامه بارگذاری پل‌های ایران، شامل بار سه کامیون ۴۰۰ کیلو نیوتنی در عرض مقطع به همراه بارهای خطی ۱۵ کیلو نیوتن بر متر می‌باشد. در محاسبات تحلیل سازه پل و نیز تعیین قیود بهینه‌سازی، این بار به‌طور شناور بر روی خطوط تأثیر جایگذاری و بحرانی‌ترین حالات تعیین می‌گردند.

۶- نتایج و بحث

۶-۱- نتیجه‌ی بهینه‌سازی

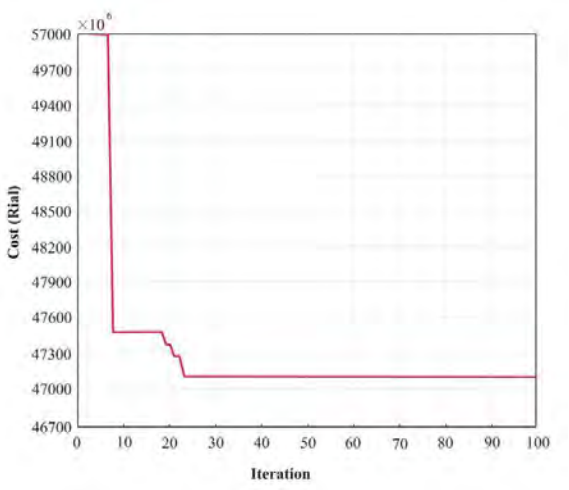
پس از رابطه بندی محاسبات تحلیل پل برحسب متغیرهای طراحی، ابتدا صحت برنامه با اختصاص مقادیر عددی پل مورد مطالعه به متغیرهای طراحی و مقایسه‌ی نتایج بررسی گردید. سپس کد بهینه‌سازی در نرم‌افزار Matlab نوشته‌شده و به برنامه‌ی تحلیل و طراحی پل اضافه گردید. پس از اجرای الگوریتم بهینه‌سازی، نتایج بهترین حل بهینه در جدول ۴ ارائه‌شده است. در شکل ۱۷ نمودار روند کاهش تابع هزینه و همگرایی آن با الگوریتم ژنتیک نشان داده‌شده است.

www.SID.ir

Archive of SID

جدول ۴: نتایج بهینه‌سازی هزینه روسازه پل مورد مطالعه استقلال

طرح	D(m)	t_t(m)	t_{b0}(m)	t_b(m)	t_{w0}(m)	t_w(m)	n	وزن روسازه (کیلو نیوتن)	هزینه‌ی بهینه کل روسازه (میلیون ریال)
پل استقلال	۲/۵۰	۰/۲۰	۰/۴۵	۰/۲۵	۰/۶۰	۰/۴۰	۱۲	۲۴۷۱۴	۵۴۲۱۴
طرح بهینه	۲/۵۲	۰/۱۸	۰/۳۳۵	۰/۱۸	۰/۳۵	۰/۳۵	۱۰	۲۱۵۳۰	۴۷۰۸۹
							صرفه‌جویی	۳۱۸۴	۷۱۲۵



شکل ۱۷: نمودار روند کاهش تابع هدف

نتایج نشان‌دهنده‌ی ۱۳ درصد صرفه‌جویی در هزینه و همچنین وزن رو سازه‌ی پل مورد مطالعه می‌باشد. همان‌طور که در جدول ۴ مشاهده می‌شود، از آنجا که تابع هزینه به فولاد پیش‌تنیدگی حساس‌تر است، لذا بهینه‌سازی هزینه منجر به کاهش بیشتری در فولاد پیش‌تنیدگی نسبت به حجم بتن قطعات شده است. بدیهی است در صورت اختصاص سهم بیشتری از هزینه به بتن قطعات (بابت تأثیر کاهش وزن رو سازه بر هزینه‌ی ساخت زیر سازه) کاهش بیشتری در حجم بتن مشاهده خواهد شد. همچنین ضخامت بهینه بال‌های مقطع برابر با کران پایین آن شده است که در برخی بهینه‌سازی‌های پژوهش‌های قبلی ازجمله [۳۲] نیز مشاهده می‌شود.

۶-۲- بهینه‌سازی با طول‌های مختلف دهانه

در این بخش نتایج حل مسأله ی بهینه‌سازی هزینه‌ی روسازه برای طول‌های مختلف دهانه از ۳۰ تا ۹۰ متر ارائه‌شده است. نتایج بهینه‌سازی هزینه‌ی روسازه در جدول ۵ ارائه‌شده است؛ که در آن L طول دهانه و سایر متغیرهای ارائه شده همان متغیرهای طراحی تعریف شده مطابق جدول ۴ می‌باشند.

جدول ۵: نتایج بهینه‌سازی هزینه‌ی رو سازه برای طول‌های مختلف دهانه اصلی پل

طول دهانه (متر)	D(m)	t_t(m)	t_{b0}(m)	t_b(m)	t_{w0}(m)	t_w(m)	n	هزینه‌ی بهینه کل روسازه(میلیون ریال)	هزینه‌ی واحد سطح عرشه (میلیون ریال)
۳۰	۲/۲۲	۰/۱۸	۰/۱۸	۰/۱۸	۰/۳۵	۰/۳۵	۴	۲۵۶۰۲	۲۹/۶
۴۰	۲/۵۷	۰/۱۸	۰/۱۸	۰/۲۱	۰/۳۵	۰/۳۵	۷	۳۴۸۸۹	۳۰/۲
۵۰	۲/۵۸	۰/۱۸	۰/۱۸	۰/۳۲	۰/۳۵	۰/۳۵	۹	۴۳۸۷۷	۳۰/۴
۶۰	۳/۳۶	۰/۱۸	۰/۱۸	۰/۳۷	۰/۳۵	۰/۳۵	۱۰	۵۷۰۱۸	۳۲/۹
۷۰	۳/۷۳	۰/۱۸	۰/۳۰	۰/۳۳	۰/۳۵	۰/۳۵	۱۴	۷۰۹۱۰	۳۵/۱
۸۰	۴/۸۶	۰/۱۸	۰/۲۷	۰/۴۲	۰/۳۵	۰/۳۵	۱۵	۸۷۷۰۸	۳۸/۰
۹۰	۵/۱۸	۰/۱۸	۰/۴۹	۰/۴۹	۰/۳۵	۰/۳۵	۱۹	۱۰۹۱۹۴	۴۲/۰

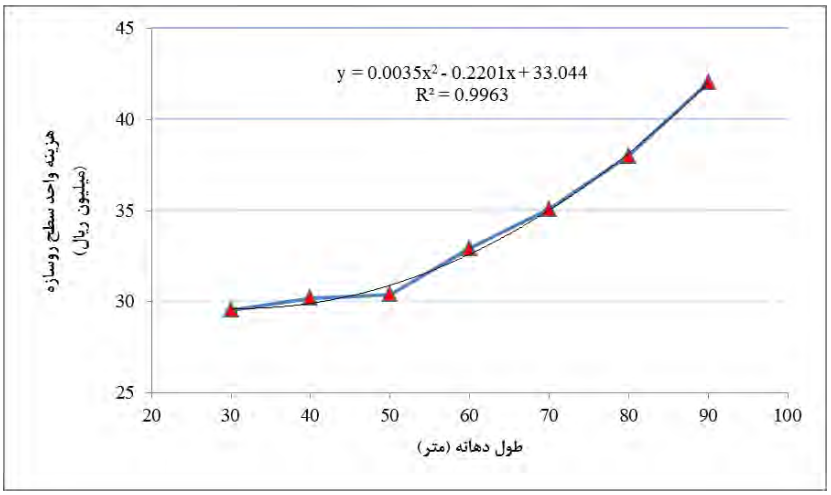
www.SID.ir

Archive of SID

مقادیر جدول ۵ نشان می‌دهد که بهینه‌سازی در طول دهانه‌ی ۳۰ متر منجر به طرحی منطبق بر کران پایین مقادیر متغیرهای طرح می‌گردد. به عبارت دیگر در طول دهانه‌ی ۳۰ متر و کمتر، کلیه نیروهای داخلی اعضا به حدی کاهش می‌یابد که ابعاد مقطع عرضی و فولاد پیش‌تنیدگی لازم از کران پایین محدوده‌ی تعریف‌شده برای آن‌ها نیز کمتر می‌گردد. با افزایش طول دهانه، فقط عمق مقطع و ضخامت بال پایینی افزایش می‌یابد و ضخامت بال بالایی و جان‌ها حتی در دهانه‌های با طول زیاد نیز ثابت و برابر حداقل مقدار تعریف‌شده خود باقی می‌مانند. مروری بر تاریخچه‌ی پل‌های ساخته‌شده از این نوع نیز تأییدکننده‌ی این مطلب است که حداکثر طول دهانه‌ی اجراشده پل‌های جعبه‌ای به روش پیش‌ساخته قطعه‌ای با عمق ثابت، ۸۰ متر می‌باشد که مربوط به پل بی‌یر[20] در آمریکا می‌باشد که در سال ۱۹۷۵ بر روی رودخانه‌ی بی‌یر احداث گردید و اغلب پل‌های ساخته‌شده با عمق ثابت در محدوده طول دهانه‌ی کمتر از ۶۰ متر می‌باشند [۳۳]. به‌منظور درک بهتر طول اجرایی این‌گونه پل‌ها هزینه روسازه در بخش بعد مورد بررسی قرار می‌گیرد.

۶-۳- تأثیر طول دهانه و تغییرات عمق مقطع بر هزینه‌ی رو سازه

در شکل ۱۸ هزینه‌ی بهینه‌ی حاصل برحسب طول دهانه ارائه شده است. نتایج نشان می‌دهد که با افزایش طول دهانه، هزینه‌ی بهینه واحد سطح روسازه افزایش می‌یابد. همان‌طور که منحنی‌های برازش شده نشان می‌دهد، با دقت مناسبی می‌توان هزینه‌ی روسازه را تابع درجه‌دو از طول دهانه در نظر گرفت؛



شکل ۱۸: نمودار هزینه‌ی بهینه برحسب طول دهانه

نتایج به‌دست آمده نشان می‌دهد که در طول‌های دهانه تا ۵۰ متر، نرخ رشد هزینه کم می‌باشد؛ ولی نمودار از دهانه ۶۰ متر به بعد با شیب زیاد افزایش می‌یابد. این مطلب تائید کننده‌ی محدوده‌ی پیشنهادی آشتو (AASHTO)، انجمن بتن پیش‌ساخته(PCI) و انجمن پل‌های پیش‌ساخته قطعه‌ای آمریکا (ASBI) برای این‌گونه پل‌ها یعنی ۳۰ تا ۶۰ متر می‌باشد. لازم به ذکر است که اجرای این‌گونه پل‌ها برای دهانه‌ی کمتر از ۳۰ متر نیز به دلیل هزینه‌های اولیه در مقایسه با سایر روش‌های پیش‌ساختگی هم چون روش باند غیراقتصادی می‌باشد.

۷- نتیجه‌گیری

در این تحقیق، پس از معرفی پل‌های بتنی پیش‌تنیده قطعه‌ای پیش‌ساخته (با مقطع جعبه‌ای تک‌سلولی) با بهره‌گیری از الگوریتم ژنتیک، برنامه‌ی بهینه‌سازی مقطع عرضی این‌گونه پل‌ها با ۷ متغیر طراحی و حدود ۲۰۰ قید بر اساس آیین‌نامه آشتو (۲۰۱۷) با استفاده از نرم‌افزار Matlab ارائه شده است. پل جدیدالاحداث استقلال در شهر اصفهان به‌عنوان مطالعه موردی انتخاب و صحت برنامه

[20] Bear

www.SID.ir

Archive of SID

بهینه‌سازی بر مبنای آن اعتبارسنجی شد. همچنین مطالعه پارامتری روی رابطه‌ی هزینه و طول دهانه و توجیه اقتصادی روش ساخت نیز انجام گردید و نتایج زیر حاصل شد.

- بهینه‌سازی هزینه‌ی رو سازه پل مورد مطالعه منجر به صرفه‌جویی ۱۳ درصدی در هزینه می‌گردد که کاهش میزان فولاد پیش‌تنیدگی سهم بیشتری در این صرفه‌جویی دارد.

- با توجه به بالاتر بودن هزینه‌ی واحد بهای فولاد پیش‌تنیدگی به هزینه‌ی واحد بهای بتن، بهینه‌سازی هزینه منجر به کاهش ۲۰ درصدی فولاد پیش‌تنیدگی و کاهش ۱۲ درصدی بتن روسازه می‌گردد.

- در طرح بهینه، مقادیر متغیرهای ضخامت بال‌ها و جان‌ها (به‌جز ضخامت بال پایینی در پایه‌ها) منطبق بر کران پایینی آن‌ها می‌گردد که با برخی پژوهش‌های مشابه [۳۲] مطابقت دارد.

- با افزایش طول دهانه، هزینه‌ی بهینه‌ی واحد سطح روسازه به‌صورت تابع درجه‌دو از طول دهانه افزایش می‌یابد.

- طول دهانه‌ی اقتصادی اجرای مقطع ثابت ۳۰ تا ۶۰ متر می‌باشد که با محدوده‌ی پیشنهادی آشتو، انجمن بتن پیش‌ساخته و انجمن پل‌های قطعه‌ای آمریکا مطابقت دارد.

- بررسی تاریخچه‌ی پل‌های بتنی ساخته‌شده نیز نشان می‌دهد که محدوده‌ی با توجیه اقتصادی این نوع پل‌ها ۳۰ تا ۶۰ متر بوده، برای دهانه‌های کمتر از ۳۰ متر، سایر روش‌های پیش‌ساختگی هم چون روش باند و سایر مقاطع عرضی مثل مقطع I شکل و برای مقاطع بلندتر از ۶۰ متر از مقاطع عرضی با عمق متغیر و انواع دیگر پل‌ها استفاده می‌گردد.

- نتایج این مطالعه نشان می‌دهد که الگوریتم ژنتیک از کارآیی لازم برای بهینه‌سازی پل‌های بتنی پیش‌ساخته قطعه‌ای برخوردار است و با وجود ترکیبی از متغیرهای گسسته و پیوسته و همچنین قیود متعدد غیرخطی، نتیجه‌ی حاصل رضایت‌بخش می‌باشد.

مراجع

[1] Xu, D., Lei, J., & Zhao, Y. (2016). Prestressing optimization and local reinforcement design for a mixed externally and internally prestressed precast segmental bridge. Journal of Bridge Engineering, 21(7), 05016003.

[2] Torres, G. G. B., Brotchie, J., & Cornell, C. (1966). A program for optimum design of prestressed concrete highway bridges. Journal of Prestressed Concrete Institute, 11(3), 63-71.

[3] Quiroga, A. S., & Arroyo, M. U. (1991). Optimization of prestressed concrete bridge decks. Computers & Structures, 41(3), 553-559.

[4] Sirca Jr, G. F., & Adeli, H. (2005). Cost optimization of prestressed concrete bridges. Journal of Structural Engineering, 131(3), 380-388.

[5] Aydın, Z., & Ayvaz, Y. (2010). Optimum topology and shape design of prestressed concrete bridge girders using a genetic algorithm. Structural and Multidisciplinary Optimization, 41(1), 151-162.

[6] Aydın, Z., & Ayvaz, Y. (2013). Overall cost optimization of prestressed concrete bridge using genetic algorithm. KSCE Journal of Civil Engineering, 17(4), 769-776.

[7] Alqedra, M., Arafa, M., & Ismail, M. (2011). Optimum cost of prestressed and reinforced concrete beams using genetic algorithms. Journal of Artificial Intelligence, 4(1), 76-88.

[8] Kaveh, A., Bakhshpouri T, Barkhori MA. (2014). Optimum design of multi-span composite box girder bridges using Cuckoo search algorithm. Steel Composit Struct, 17(5), 705-709.

[9] Li, H., Li, F. & Wang, X. (2015). Cantilever member optimal design using improved genetic algorithm. Journal of LNTU. Natural Science, 34(6), 725-729.

[10] Gaßner, G., Fuchs, K., & Kollegger, J. (2018). Comparison of balanced lift and balanced cantilever method for the San Leonardo viaduct. High Tech Concrete: Where Technology and Engineering Meet, Springer, 2581-2589.

www.SID.ir

Archive of SID

[11] Chai, S., Guo, T., Chen, Z., & Yang, J. (2019). Monitoring and simulation of long-term performance of precast concrete segmental box girders with dry Joints. Journal of Bridge Engineering, 24(6), 04019043.

[12] Yepes, V., Pérez-López, E., García-Segura, T., & Alcalá, J. (2019). Optimization of high-performance concrete post-tensioned box-girder pedestrian bridges. International Journal of Computational Methods and Experimental Measurements, 7(2), 118-129.

[13] Holland, J. H. (1975). Adaptation in natural and artificial systems: an introductory analysis with applications to biology, control, and artificial intelligence: U Michigan Press.

[14] Isfahan-Municipality. (2017). Report on the Operation of the Bridge P6 of the Esteghlal Project. Retrieved from Isfahan, Iran.

[15] Duan, L., & Chen, W.F. (1999). Bridge engineering handbook: CRC press.

[16] Shushkewich, K. W. (2012). Eugène Freyssinet—Invention of Prestressed Co ncrete and Precast Segmental Construction. Structural Engineering International, 22(3), 415-420.

[17] Rohani, M., Shafabakhsh, G., Haddad, A., & Asnaashari, E. (2016). Operation Planning of Concrete Box Girder Bridge by 4D CAD Visualization Techniques. International Journal of Civil, Environmental, Structural, Construction and Architectural Engineering, 10(6), 790-796.

[18] Kumar, K., Varghese, K., Nathan, K. S., & Ananthanarayanan, K. (2008). Automated Geometry Control of Precast Segmental Bridges. In The 25th International Symposium on Automation and Robotics in Construction (Vol. 26).

[19] AASHTO. (2017). AASHTO LRFD specifications for highway bridges (8 ed.). Washington, DC, USA.

[20] American Segmental Bridge Institute, ASBI, Growth of Concrete Segmental, 142 Cimarron Park Loop, Suite F. Buda, TX 78610-2837, www.asbi-assoc.org.

[21] Pielstick, B. H. (2010). Florida DOT Procedures for Ensuring Durability of Segmental Bridges. Paper presented at the 2010 Structures Congress and the 19th Analysis and Computation Specialty Conference American Society of Civil Engineers Structural Engineering Institute.

[22] Cruzado, H. J. (1998). Assessment of a precast prestressed segmental concrete rail transit guideway design. Doctoral dissertation, Massachusetts Institute of Technology.

[23] Menn, C. (2012). Prestressed concrete bridges: Birkhäuser Basel.

[24] Rajagopalan, N. (2006). Bridge superstructure. Alpha Science Int'l Ltd.

[25] P.C.I. (1978). Precast Segmental Box Girder Bridge Manual, Chicago, Illinois: Presstressed concrete institute.

[26] ACI-ASCE Committee 343. (1988). Analysis and design of reinforced concrete bridge structures. American Concrete Institute, Detroit.

[27] Freyermuth, C. L. (1997). AASHTO-PCI-ASBI Segmental Box Girder Standards: A new product for grade separations and interchange bridges. PCI JOURNAL, 42(5), 32-42.

[28] AASHTO. (2012). AASHTO LRFD specifications for highway bridges (sixth ed.). Washington, DC, USA.

[29] AASHTO. (2002). AASHTO Standard specifications for highway bridges (17 ed.). Washington, DC, USA.

[30] Lacey, G., & Breen, J. (1975). The design and optimization of segmentally precast prestressed box girder bridges. Retrieved from University of Texas

[31] Duan, L., & Chen, W.F. (2014). Bridge Engineering Handbook: Superstructure Design (second ed.). New York: Taylor & Francis.

[32] Ahsan, R., Rana, S., & Ghani, S. N. (2011). Cost optimum design of posttensioned I-girder bridge using global optimization algorithm. Journal of Structural Engineering, 138(2), 273-284.

[33] Heins, C. P., & Lawrie, R. A. (1984). Design of modern concrete highway bridges. New York: John Wiley & Sons.

www.SID.ir