

# ارائه‌ی روش طراحی اتصال شمع فلزی به کوله‌ی بتن‌آرمه‌ی پل‌های یک‌پارچه براساس ظرفیت خمشی شمع فلزی

سید سعید میرزایی (دانشجوی دکتری)

مجید بوقیان\* (دانشیار)

حسین غفارزاده (دانشیار)

مسعود فرزاد (استادیار)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه تبریز

مهندسی عمران شریف، تابستان ۱۳۹۶ (۱۱-۳-۲ شماره ۱/۲، ص. ۱۱-۳)

در پل‌های یک‌پارچه، درز انبساط بین عرشه و کوله حذف و این کار باعث کاهش هزینه‌ی ساخت و نگهداری پل‌ها می‌شود. پل‌های یک‌پارچه اغلب شامل یک ردیف شمع فلزی در زیر کوله هستند. برای انتقال تلاش‌های ناشی از حرکت روسازه در اثر دما یا زلزله، نوع اتصال شمع به کوله، نقش مهمی در مقاومت جانبی پل دارد. میزان دفن‌شدگی شمع فلزی در داخل کوله، نیز نقش مهمی در مقاومت اتصال ایفا می‌کند. در نوشتار حاضر، رابطه‌ی جهت پیدا کردن طول گیرایی شمع فلزی در داخل کوله براساس مقاومت خمشی شمع بسط داده شده و اثر استفاده از خاموت دورپیچ در اطراف شمع بررسی شده است. برای ارزیابی کارایی روش ارائه شده، مدل‌های اجزاء محدودی براساس نتایج آزمایشگاهی ساخته شده‌اند. نتایج حاصل از مدل‌های اجزاء محدود، نشان‌دهنده‌ی کارایی روش ارائه شده است و همچنین استفاده از خاموت دورپیچ باعث افزایش ظرفیت خمشی تا میزان ۵۸٪ می‌شود.

واژگان کلیدی: پل‌های یک‌پارچه، اتصال شمع فلزی به کوله‌ی بتن‌آرمه، مقاومت خمشی شمع فلزی، طول گیرداری شمع، خاموت دورپیچ.

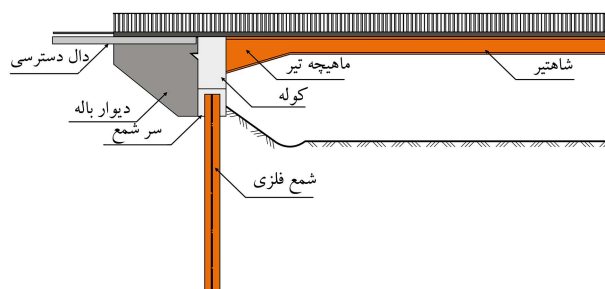
## ۱. مقدمه

ناشی از توقف ترافیک به هنگام تعمیرات و همچنین عملکرد مناسب لرزه‌ی پل هنگام زلزله است. با استفاده از پل‌های یک‌پارچه می‌توان بر بیشتر این مشکلات فائق آمد؛ زیرا که در پل‌های یک‌پارچه به دلیل اتصال گیردار شاه‌تیرها به کوله، مقاطع ظرفیت‌تری برای روسازه موردنیاز است، که این امر باعث کاهش در هزینه‌ی مصالح می‌شود و همچنین به دلیل حذف درز میان عرشه و کوله، هزینه‌ی نگهداری به شدت کاهش می‌یابد.<sup>[۶]</sup> بیشترین خرابی پل‌ها در هنگام زلزله، از دلایل عدم وجود تکیه‌گاه کافی برای شاه‌تیرهاست؛ که در پل‌های یک‌پارچه، مشکل مذکور به دلیل اتصال صلب شاه‌تیرها به کوله کاملاً رفع شده است.<sup>[۷]</sup> در شکل ۱، نمونه‌ی از یک پل یک‌پارچه‌ی مرسوم نشان داده شده است، که در آن، روسازه بدون درز به کوله اتصال یافته است. در زیر کوله معمولاً یک ردیف شمع فلزی جهت انعطاف‌پذیری پل در حرکات جانبی قرار داده می‌شود.<sup>[۶]</sup> شمع‌های H شکل اولین گزینه‌ی مورد استفاده در ایالت متحده‌ی آمریکا علی‌الخصوص برای پل‌ها با طول بلندتر است.<sup>[۷]</sup> جهت قرارگرفتن شمع H شکل بسته به علاقه متفاوت است، ولی اکثراً حول محور ضعیف قرار داده می‌شود. جهت کمینه‌سازی تنش‌های وارده به کوله‌ی پل، معمولاً شمع حول محور ضعیف قرار داده می‌شود. برای یک مقدار معین از حرکت جانبی روسازه، شمع‌ی که حول محور قوی قرار می‌گیرد، تنش‌های بیشتری را به نسبت همان شمع،

حرکت جانبی روسازه در پل‌ها به دلیل عوامل مختلفی از قبیل: تغییرات دمایی، زلزله، و موارد دیگر ایجاد می‌شوند و غالباً اجتناب‌ناپذیر هستند. یک راهکار متداول برای جلوگیری از وارد شدن آسیب‌های سازه‌ی در اثر حرکت جانبی ذکر شده، استفاده از درز انبساط است، که البته مشکلات فراوانی به همراه دارد. از آن جمله می‌توان به کاهش دوام پل‌های با درز انبساط به دلیل نفوذ آب و نمک در مسیر درزهای انبساط اشاره کرد. بنابراین حذف درزهای انبساط با حذف مشکلات اجرایی و نگهداری، باعث افزایش دوام و کاهش هزینه‌ی نگهداری پل می‌شود.<sup>[۲]</sup> لذا به دلایل مذکور، پل‌های یک‌پارچه به عنوان گزینه‌ی مناسبی جهت جایگزینی پل‌های درزدار به شمار رفته و تاکنون تعداد بی‌شماری از پل‌های یک‌پارچه در اروپا و آمریکای شمالی ساخته شده‌اند. با اینکه پل‌های یک‌پارچه‌ی ساخته شده در اروپا به پل‌های کوتاه محدود می‌شوند، ولی در ایالات متحده پل‌هایی با طول ۳۸۵ متر نیز ساخته شده‌اند.<sup>[۵-۳]</sup> امروزه از اهداف مهمی که در طراحی یک پل مد نظر قرار می‌گیرد، شامل: کاهش هزینه‌ی ساخت و نگهداری، کاهش زمان ساخت، و کاهش هزینه‌ی

\* نویسنده مسئول

تاریخ دریافت: ۱۳۹۳/۷/۸، اصلاحیه ۱۳۹۴/۴/۱۰، پذیرش ۱۳۹۴/۹/۹.



شکل ۱. نمونه‌یی از پل یک پارچه و اعضاء تشکیل دهنده آن (برگرفته از مرجع [۶] با اندکی تغییرات).

که حول محور ضعیف قرار گرفته است، به کوله وارد می‌کند. [۸] شمع‌های X شکل، که در کشور سوئد بسیار رایج هستند، به جهت افزایش مقاومت در مقابل کماتش با دوران ۴۵ درجه در زیر کوله‌ی پل‌های یک پارچه مورد استفاده قرار می‌گیرند. [۹] در توسعه‌ی استفاده از پل‌های یک پارچه، تاکنون مطالعات زیادی صورت گرفته است، که بیشتر در حوزه‌ی نحوه‌ی در نظر گرفتن اندرکنش استاتیکی و دینامیکی خاک و سازه بوده‌اند. [۱۰-۱۳] مطالعات کمتری به بررسی رفتار اتصال شمع فلزی به کوله‌ی بتنی صورت گرفته است.

در سال ۱۹۸۳ برای نخستین بار مطالعاتی بر روی مقاومت تماسی بتن و عضو فولادی (در اثر فشار انتقال یافته از اعضاء نسبتاً بزرگ فولادی مدفون - مانند شمع - در داخل بتن در محل تماس بتن) انجام گرفت. این اعضاء بزرگ فلزی (مدفون در داخل یک شالوده) در ۸ آزمایش تحت نیروی جانبی قرار داده شدند. نتایج حاصل از آزمایش‌ها نشان داده است که اعضاء فلزی در داخل بتن مانند یک جسم صلب دوران کرده و میانگین تنش تماسی که می‌تواند توسط بتن اطراف اعضاء فولادی تحمل شود در هنگام بار نهایی به  $3.78f'_c$  می‌رسد. [۱۴]

سپس در مطالعه‌ی دیگری (۱۹۹۸)، دو شمع فلزی با مقطع لوله‌یی که به صفحه‌های فلزی جوش داده شده و به وسیله‌ی برش‌گیرهایی در داخل سر شمع بتنی قرار داده شده بودند، تحت نیروی جانبی چرخه‌یی قرار داده شدند. نتایج حاصل از آزمایش مذکور نشان داده است که ظرفیت خمشی اتصال نتوانسته است از ظرفیت خمشی شمع بالاتر رود و اتصال در نیروهایی کمتر از ظرفیت خمشی شمع فلزی خراب شده است. [۱۵]

آزمایش‌هایی (۲۰۰۱) نیز بر روی شمع‌های لوله‌یی پُر شده با بتن انجام شده و جزئیات مورد استفاده در شمع‌ها از ضوابط مربوط به کالترانس<sup>۱</sup> برگرفته شده است. نتایج حاصل از بارگذاری‌های چرخه‌یی نشان داده است که عملکرد شمع تحت بارگذاری جانبی به مقدار زیادی به طول گیرداری شمع در داخل بتن و نوع اتصال بستگی دارد. در آزمایش‌های ذکر شده، تمامی اتصالات با دلیل جزئیات نامناسب قبل از رسیدن به ظرفیت خمشی شمع خراب شده‌اند. [۱۶]

آزمایش‌های دیگری (۲۰۰۵) نیز بر روی ۵ شمع فلزی لوله‌یی توپر توسط بتن - که در داخل سر شمع بتنی با طول گیرداری ۹ اینچی قرار داده شده بودند - انجام شده و نتایج نشان داده است که استفاده از آرما توره‌های تقویتی کنار شمع فلزی باعث افزایش ظرفیت خمشی اتصال می‌شود. [۱۷] همچنین تحت حمایت سازمان FHWA<sup>۲</sup>، یک برنامه‌ی پژوهشی مشترک بین دانشگاه ایالتی نیویورک و دانشگاه کالیفرنیا جنوبی صورت گرفته است که هدف آن بررسی رفتار لرزه‌یی اتصالات رایج در قسمت‌های مختلف ایالات متحده آمریکا بوده است. مطالعات انجام یافته در دانشگاه ایالتی نیویورک بر روی اتصالاتی صورت گرفته است که شمع با طول گیرایی زیادی در داخل بتن قرار گرفته بوده است. [۱۸] این نوع اتصال بیشتر در مناطق

شرقی آمریکا مورد استفاده قرار گرفته است. همچنین در سال ۲۰۰۶، بر روی اتصال شمع به کوله - که در آن شمع با طول گیرایی کوتاهی به سر شمع بتنی اتصال یافته بود - مطالعاتی انجام گرفته است. [۱۹]

برخی پژوهشگران (۲۰۰۱) نیز با انجام آزمایش‌هایی، نقطه‌ی عطف شمع را در مقابل بارهای جانبی یافته و با ساخت نمونه‌های آزمایشگاهی اتصال، نمونه‌ها را تحت بارگذاری جانبی و چرخه‌یی قرار داده‌اند و با ارائه‌ی یک طرح مقاوم‌سازی، تأثیر میلگردهای تقویتی را در بالا بردن ظرفیت خمشی اتصال بررسی کرده‌اند. تأکید آنان روی اتصالاتی بوده است که در آن شمع‌ها با طول گیرداری زیاد در داخل بتن قرار داده می‌شوند. لذا، در آزمایش‌های مذکور در یافتن طول گیرایی از اثر مقاومت بتن در سطح مقابل شمع صرف نظر شده است. [۱۸]

همچنین در مطالعه‌ی دیگری (۲۰۰۶)، ۵ نمونه‌ی اتصال با مقیاس کامل ساخته شده و تحت بارگذاری جانبی و محوری چرخه‌یی قرار گرفته‌اند. تأکید مطالعه‌ی مذکور بر روی اتصالاتی بوده است که در آن شمع فلزی با طول گیرداری کمی در داخل سر شمع بتنی قرار گرفته است. نتایج به دست آمده نیز نشان داده است با اینکه اتصال به صورت مفصلی در نظر گرفته شده، ولی مقاومت خمشی غیر قابل انتظاری مشاهده شده است. [۱۹]

۵ نمونه‌ی آزمایشگاهی دیگر (۲۰۱۱)، نیز با مقیاس کامل بر اساس آیین‌نامه‌ی کشور طراحی شده و تحت بارگذاری استاتیکی قرار گرفته‌اند. همچنین برای یافتن طول گیرایی نمونه‌های آزمایشگاهی مذکور از اثر برش صرف نظر شده و فقط تحت اثر لنگر خمشی مورد بررسی قرار گرفته‌اند. نتایج به دست آمده نشان داده است با اینکه اتصالاتی پیشنهادی، با ایجاد برش‌گیرهایی مقاومت خمشی اتصال را بالا برده‌اند، ولی باعث کاهش چشم‌گیر شکل پذیری اتصال شده‌اند. [۲۰]

همچنین در مطالعه‌ی دیگری (۲۰۱۲)، ۹ نمونه‌ی آزمایشگاهی با مقیاس یک دوم تحت آزمایش بارگذاری استاتیکی قرار گرفته‌اند. نوع شمع‌های به کار رفته از نوع لوله‌یی محاط با بتن بوده است. هدف از آزمایش‌های مذکور، بررسی شکل‌های مختلف آرما تور بندی از جمله استفاده از آرما تور U شکل در اطراف شمع جهت سادگی جزئیات ساخت بوده است. مقایسه‌ی نتایج به دست آمده از نمودارهای نیرو - تغییر مکان اتصالات جدید و مرسوم نشان داده است که اتصالات معرفی شده در مقایسه با اتصالات مرسوم، مقاومت خمشی بالاتری داشته‌اند.

برخی دیگر از پژوهشگران نیز اتصال انعطاف پذیری را برای اتصال شمع فلزی به کوله‌ی بتنی پل‌های یک پارچه معرفی کرده‌اند. [۲۱] نتایج اولیه‌ی پژوهش مذکور نشان داده است که اتصال مفصلی بین شمع و سر شمع، سختی جانبی پل یک پارچه را به طور قابل ملاحظه‌یی کاهش داده و در نتیجه ظرفیت حرکت جانبی پل را افزایش داده و امکان ساخت پل‌های یک پارچه با دهانه‌ی بیشتر را میسر ساخته است. لذا نتایج مدل‌های آزمایشگاهی و عددی نشان داده است که اتصال مفصلی معرفی شده، انعطاف پذیری بسیاری نسبت به اتصال گیردار متناظر دارد.

در پژوهش حاضر، ابتدا رابطه‌یی برای طراحی اتصال شمع فلزی به کوله‌ی بتن آرمه با فرض توزیع خطی تنش در بتن بسط داده شده و برخلاف مراجع مورد بحث پیشین، از اثر برش در معادلات صرف نظر نشده و تنش‌های به وجود آمده در هر دو طرف شمع در داخل بتن برای یافتن طول گیرایی بتن مورد بررسی قرار گرفته است. در صورت حذف اثر برش، مقادیر تنش‌های روبرو و پشت شمع (شکل ۴)،  $C_b$  و  $C_a$  برابر شده و معادلات ساده‌سازی می‌شوند. ولی با توجه به اینکه عملاً این برش وجود دارد، در پژوهش حاضر، اثر و پیچیدگی اعمال اثرات آن در نظر گرفته شده و در معادلات لحاظ شده است. برای بررسی کفایت این روش خطی، مدل‌های اجزاء محدود با استفاده از نرم‌افزار ATENA<sup>۳</sup>، ایجاد شده است. این مدل‌ها

صفر است. طول  $L_P$  مقطع H برابر  $3d$  تا  $5d$  (بسته به خاک اطراف شمع) متغیر است،<sup>[۱۸]</sup> و نیروی  $V$  نیرویی فرضی است که در نقطه‌ی عطف وارد و باعث ایجاد لنگر در محل اتصال می‌شود.  $d$  عمق مقطع شمع است. در شکل ۴، مقدار تنش‌های ناشی از خمش و برش و مجموع این تنش‌ها در محل اتصال نشان داده شده است. با توجه به شکل‌های ۳ و ۴، اگر مقدار  $C_a$  نیروی وارده بر شمع از طرف بتن در وجه روبرویی باشد و  $C_b$  مقدار نیروی وارده از طرف بتن در وجه پشتی و در داخل بتن باشد، با نوشتن معادله‌ی تعادل نیرو در جهت حرکت شمع می‌توان رابطه‌ی ۱ را نوشت:

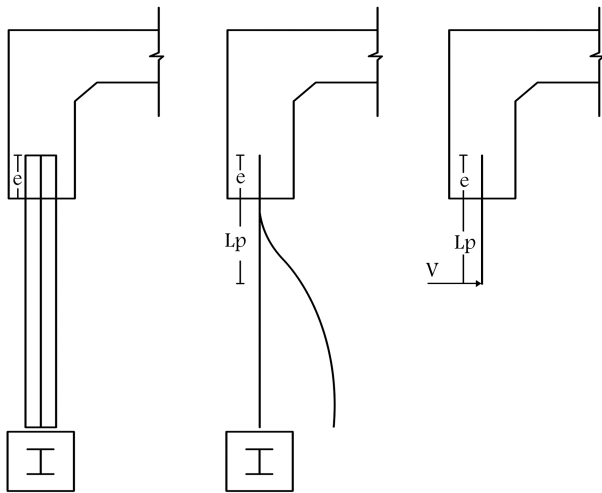
$$V + C_a = C_b \quad (1)$$

که در آن،  $V$  مقدار نیروی برشی متناسب با لنگر خمیری شمع فلزی است. رابطه‌ی ۲ از نوشتن معادله‌ی لنگر حول نقطه‌ی F در شکل ۴ به دست می‌آید:

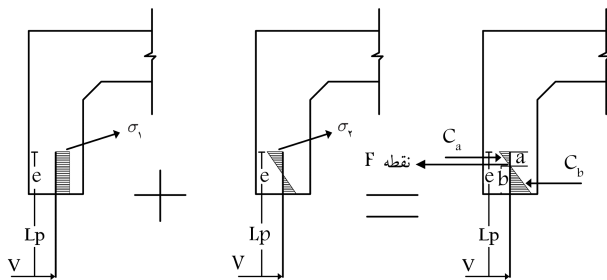
$$C_a \times \left(\frac{2}{3}\right)a + C_b \times \left(\frac{2}{3}\right)b = V \times (L_p + b) = M_p \quad (2)$$

که در آن،  $a$  طول مثلث تنش در وجه روبرویی و  $b$  در وجه پشتی و داخل بتن است (شکل ۴) و  $M_p$  برابر لنگر خمیری مقطع شمع فولادی حول محوری است که نسبت به آن دوران می‌کند. از طرفی با نوشتن معادله‌ی تشابه مثلث تنش متناظر با شکل ۴، می‌توان رابطه‌ی ۳ را نوشت:

$$\frac{b}{a} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{\sigma_1 - \sigma_2} \quad (3)$$



شکل ۳. محل نقطه‌ی عطف و طول گیرایی شمع.



شکل ۴. تنش‌های اتکایی ناشی از خمش و برش در محل تماس بتن و فولاد.

براساس آزمایش‌های انجام‌یافته در سال ۲۰۱۱،<sup>[۲۰]</sup> ایجاد شده‌اند. در انتها، نتایج به‌دست آمده از مدل‌سازی اجزاء محدود و روابط خطی ارائه‌شده مقایسه شده است.

## ۲. مدل تئوریک ارائه‌شده برای اتصال شمع فلزی به کوله‌ی بتن آرمه

برای پیش‌بینی رفتار سازه در مقابل بارهای جانبی، دانستن نقاطی که احتمال تشکیل مفصل خمیری وجود دارد، بسیار مهم است. در پل‌های یک‌پارچه مهم است که محل خراب احتمالی در محل اتصال شمع به کوله، در شمع اتفاق بیفتد و این خرابی از نوع خمشی باشد. بنابراین هدف اصلی از ارائه‌ی روابط طراحی، رسیدن مقاومت اتصال به مقاومت خمشی خمیری مقطع شمع فلزی است. همان‌طور که در شکل ۲ مشاهده می‌شود، در اثر حرکت جانبی عرشه - که عموماً در اثر تغییرات دمایی روزانه و سلاطه و یا در اثر زمین‌لرزه صورت می‌گیرد - عرشه‌ی روسازه به طرف خاکریز پشت کوله حرکت می‌کند. این حرکت و نیروهای عکس‌العمل وارده از طرف خاکریز باعث اعمال لنگر خمشی و نیروی برشی به اتصال می‌شوند. روش‌های طراحی ارائه‌شده قبلی به راحتی از اثر نیروی برشی صرف‌نظر و اتصال را فقط برای لنگر خمشی خمیری شمع طراحی می‌کنند. در روابط ارائه‌شده در پژوهش حاضر، این فرضیات در نظر گرفته شده است:

۱. از تأثیر نیروی محوری شمع در مقاومت اتصال صرف‌نظر شده است.

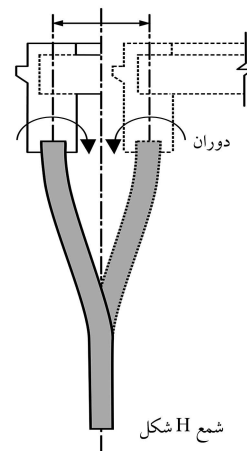
۲. در محاسبه‌ی طول گیرایی شمع فلزی در داخل بتن، اثر توأم خمش و برش لحاظ شده است.

۳. توزیع تنش اتکایی در سطح بین شمع و بتن، خطی فرض شده است. بنابراین اصل جمع آثار قوا مورد استفاده قرار گرفته است.

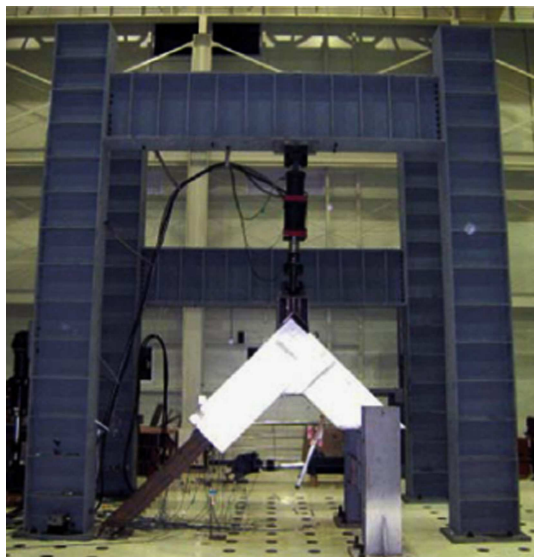
۴. نقطه‌ی بحرانی خرابی بتن در سطح روبرویی محل اتصال و برابر  $f'_c$  فرض شده است.

۵. فرض شده است که میان شمع و لبه‌ی کوله، فاصله‌ی زیادی وجود دارد و شکل خرابی از نوع لهیدگی بتن اطراف شمع است و سایر شکل‌های خرابی بتن را شامل نمی‌شود.

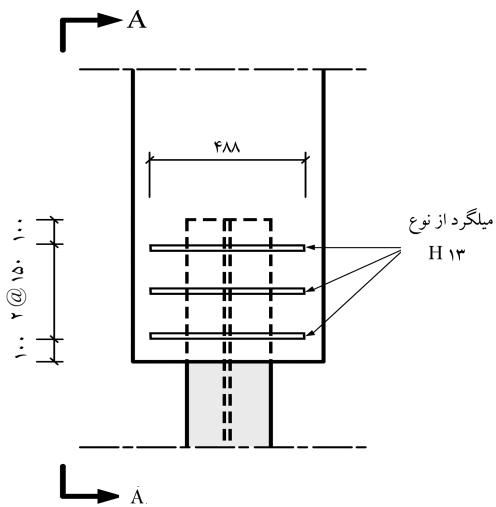
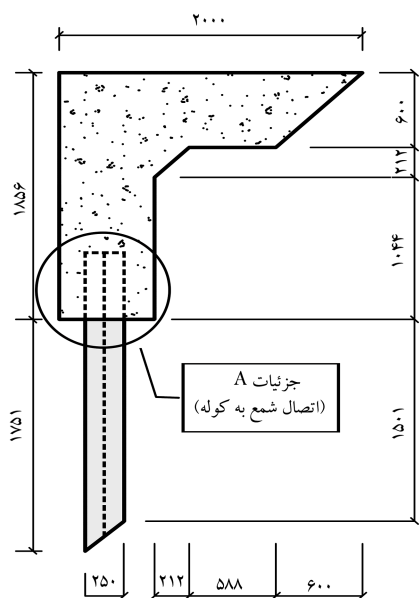
همان‌طور که در شکل ۳ مشاهده می‌شود، مقدار  $e$  طول گیرداری شمع و مقدار  $L_P$  محل نقطه‌ی عطف شمع است، به طوری که در این نقطه، لنگر شمع برابر



شکل ۲. حرکت جانبی کوله‌ی بتن آرمه و شکل تغییرشکل شمع.



شکل ۵. نحوه‌ی آزمایش توسط Jin-Hee Ahna و همکارانش. [۲۰]



شکل ۶. جزئیات ابعادی نمونه‌ی آزمایشگاهی. [۲۰]

اگر مقدار تنش فشاری در وجه روبرویی بتن به مقدار مقاومت مشخصه‌ی بتن محدود شود، [۱۴] در این صورت می‌توان رابطه‌ی ۴ را نوشت:

$$\sigma_1 + \sigma_2 = f'_c \quad (4)$$

از طرفی مقادیر نیروهایی که از طرف بتن به شمع در وجه روبرویی و پشتی به شمع وارد می‌شوند، به صورت روابط ۵ و ۶ است:

$$C_a = \frac{1}{3} \times b_f \times a \times (\sigma_2 - \sigma_1) \quad (5)$$

$$C_b = \frac{1}{3} \times b_f \times b \times (\sigma_1 + \sigma_2) \quad (6)$$

که در آن‌ها،  $b_f$  عرض مقطع شمع فلزی است. مطابق شکل ۴، مقدار تنش ناشی از برش مطابق با رابطه‌ی ۷ است:

$$\sigma_3 = \frac{V}{e \times b_f} \quad (7)$$

که در آن،  $e$  طول گیرداری شمع فلزی است. اگر  $I$  ممان اینرسی مقطع شمع و  $C$  فاصله‌ی تار خشی از بالاترین تارکشی یا فشاری باشد، مقدار تنش ناشی از لنگر خمشی از رابطه‌ی ۸ به دست می‌آید:

$$\sigma_2 = \frac{M_P \times C}{I} = \frac{6 \times M_P}{b_f \times e^2} \quad (8)$$

مقدار  $C_a$  از رابطه‌ی ۱ به دست می‌آید و در رابطه‌ی ۲ قرار داده می‌شود. سپس با قراردادن مقادیر روابط ۴ الی ۸ در رابطه‌ی ۲ می‌توان به رابطه‌ی ۹ رسید:

$$\frac{1}{3} \times b_f \times a \times f'_c + \frac{1}{3} \times b \times a \times b_f \times f'_c - \frac{2}{3} \times \frac{M_P \times a}{(L_P + b)} = M_P \quad (9)$$

و با قراردادن روابط ۴، ۷، ۸ در رابطه‌ی ۳، می‌توان معادله‌ی ۱۰ را نوشت:

$$\frac{b}{a} = \frac{f'_c}{\frac{6 \times M_P}{b_f \times (b+a)^2} - \frac{M_P}{b_f \times (a+b) \times (L_P + b)}} \quad (10)$$

با حل همزمان رابطه‌های ۹ و ۱۰، مقادیر  $a$  و  $b$  به دست می‌آید و با قراردادن آن‌ها در رابطه‌ی ۱۱، می‌توان مقدار طول گیرایی ( $e$ ) را محاسبه کرد:

$$a + b = e \quad (11)$$

### ۳. مدل‌سازی اجزاء محدود

برای بررسی مدل تئوریک ارائه شده، مدل‌هایی با استفاده از نرم‌افزار ATENA، [۲۳] ارائه شده است. برای این کار، در ابتدا برای صحت مدل‌های اجزاء محدود، آزمایش انجام شده توسط Jin-Hee Ahna و همکارانش، [۲۰] مدل‌سازی و نتایج آزمایشگاهی و نتایج تحلیلی با یکدیگر مقایسه شده است. در شکل ۵، چگونگی انجام آزمایش نشان داده شده است.

در شکل ۶، جزئیات ابعادی و نحوه‌ی آرماتورگذاری نمونه‌ی آزمایشگاهی نشان داده شده است، که از روی آن، مدل اجزاء محدود با استفاده از نرم‌افزار ATENA، [۲۱] ساخته شده است (شکل ۷).

در این مدل از عضو Solid-CCIsoBrick برای مدل‌سازی کوبه‌ی بتنی و شمع فلزی و نیز برای مدل‌سازی اتصال میان بتن و فولاد از عضو Contact-Gap

جدول ۱. مشخصات مورد استفاده جهت مدل سازی غیرخطی بتن.

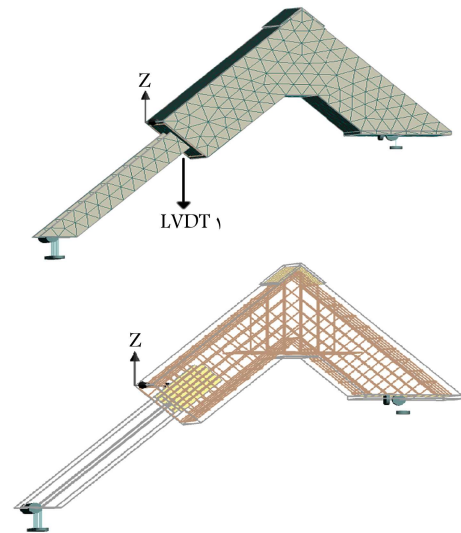
مشخصات	مقادیر
عنوان مصالح در نرم افزار	3D Nonlinear Cementitious
نوع مصالح	CC3DNonlincementitious2
مدول کشسانی E (Mpa)	$2,972 \times 10^4$
ضریب پواسون $\mu$	0,2
مقاومت کششی Ft (Mpa)	3,128
مقاومت فشاری Fc (Mpa)	-40
انرژی مخصوص شکست Gd MN/m <sup>2</sup> (Specific fracture energy)	$7,821 \times 10^{-5}$
تغییر مکان فشاری بحرانی Wd (m) (critical compressive displacement)	$-5 \times 10^{-2}$
ضریب گردی سطح گسیختگی e (roundness of the failure surface)	0,52
ضریب جهت جریان خمیری $\beta$ (plastic flow return direction)	0,0
کرنش خمیری در مقاومت فشاری $\epsilon_{cp}$ (plastic strain at compressive strength)	$-1,106 \times 10^{-2}$
شروع رفتار غیرخطی در فشار Fc0 (Mpa) (onset of nonlinear behavior)	-6,569

جدول ۲. مشخصات مورد استفاده جهت مدل سازی غیرخطی شمع فولادی.

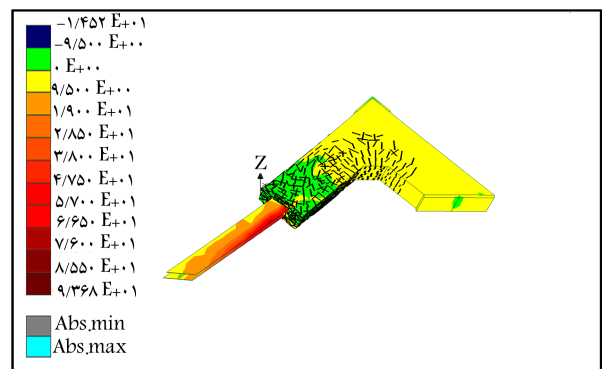
مشخصات	مقادیر
عنوان مصالح در نرم افزار	3D Bilinear Steel Von Mises
نوع مصالح	CC3DBilinearSteelVonmises
مدول کشسانی E (Mpa)	$2,100 \times 10^5$
ضریب پواسون $\mu$	0,3
مقاومت تسلیم $\sigma_y$ (Mpa)	$3,50 \times 10^2$
مدول سخت شدگی H (Mpa)	0,00

جدول ۳. مشخصات مورد استفاده جهت مدل سازی غیرخطی میلگردهای فولادی.

مشخصات	مقادیر
عنوان مصالح در نرم افزار	Reinforcement
نوع مصالح	CCReinforcement
مدول کشسانی E (Mpa)	$2,100 \times 10^5$
نوع رفتار آرماتورها	دو خطی (Bilinear)
$\sigma_y$ (Mpa)	400



شکل ۷. مدل اجزاء محدود با استفاده از نرم افزار ATENA.

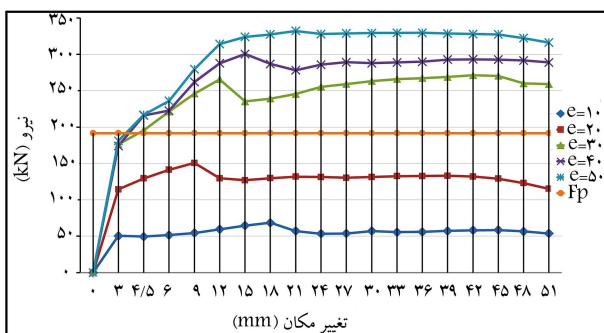
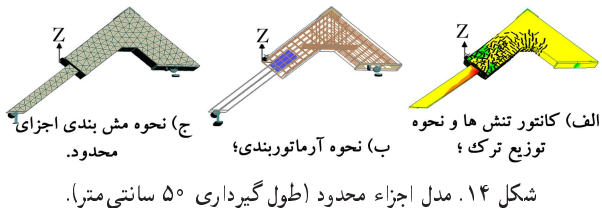
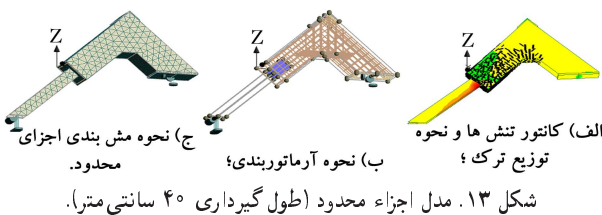
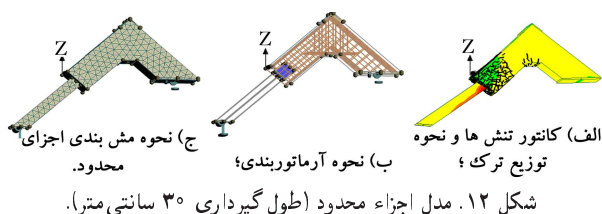


شکل ۸. تحلیل اجزاء محدود اتصال شمع فلزی به کوله.

استفاده شده است. همچنین برای مدل سازی اتصال تماسی بین فولاد و بتن از مدل اصطکاکی کولمب استفاده شده است. در مدل مذکور، عدد 0,4 برای ضریب اصطکاک بین فولاد و بتن مورد استفاده قرار گرفته است. در مراجع مختلف از جمله آیین نامه ی فرانسه، اعداد نزدیک به 0,4 را برای ضریب اصطکاک مورد استفاده قرار داده اند.<sup>[23]</sup> در جدول های ۱ الی ۳، به ترتیب مشخصات مورد استفاده در مدل سازی رفتاری بتن، فولاد شمع، و میلگرد ارائه شده است.

برای مشخصات مورد استفاده در مدل سازی رفتاری بتن از مرجع<sup>[25]</sup> استفاده شده است، که در آن، اعداد مورد استفاده در مدل سازی بتن (جدول ۱) براساس مقاومت مشخصه ی بتن ارائه شده و در پژوهش حاضر نیز استفاده شده است. جدول ارائه شده<sup>[25]</sup> مقادیر متفاوتی را برای مقاومت های مشخصه ی مختلف ارائه کرده است. برای تغییر مکان فشاری بحرانی ( $W_d$ )، عدد 0,5 میلی متر<sup>[26]</sup> پیشنهاد شده است، که این مقدار در پژوهش حاضر استفاده شده است.

بعد از تحلیل غیرخطی (شکل ۸)، نمودار نیرو - تغییر مکان استخراج و نتایج آزمایشگاهی و تحلیلی در شکل ۹ با یکدیگر مقایسه شده اند. با توجه به شکل مذکور، تا تغییر مکان ۲۰ میلی متری، اختلاف در تغییر مکان مدل اجزاء محدود و نمونه ی آزمایشگاهی کم بوده و بعد از نقطه ی مذکور، مدل اجزاء محدود تغییر مکان کمتری را نسبت به نتایج آزمایشگاهی نشان داده است. با توجه به اینکه در مدل سازی اجزاء محدود، سخت شدگی کرنشی برای فولاد شمع و میلگردها در نظر گرفته نشده است و این عامل در تغییر مکان بعد از مقاومت تسلیم تأثیر بسیاری دارد، می توان اختلاف



شکل ۱۵. نمودار نیرو - تغییر مکان نقطه‌ی LVDT\۱ به ازاء طول‌های گیرداری مختلف.

#### ۴. ارزیابی روش طراحی اتصال ارائه شده

همان‌طور که در قسمت‌های پیشین ذکر شده است، روش‌های طراحی مرسوم شمع فلزی به کوله‌ی بتنی از اثر برش در مقابل لنگر خمشی صرف نظر می‌کند. به طوری که مقادیر  $C_b$  و  $C_a$  نشان داده شده در شکل ۴ با یکدیگر برابر و مقدار آن مطابق شکل ۱۶ از رابطه‌ی ۱۲ به دست می‌آید:<sup>[۲۰]</sup>

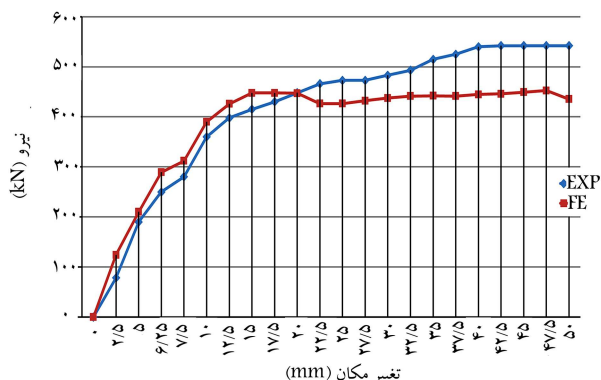
$$C_a = C_b = C = 0.85 \times f'_c \times a \times b_f \quad (12)$$

که در آن،  $a$  ارتفاع مستطیل تنش معادل وارده به شمع است و مقدار آن از رابطه‌ی ۱۳ به دست می‌آید:<sup>[۲۰]</sup>

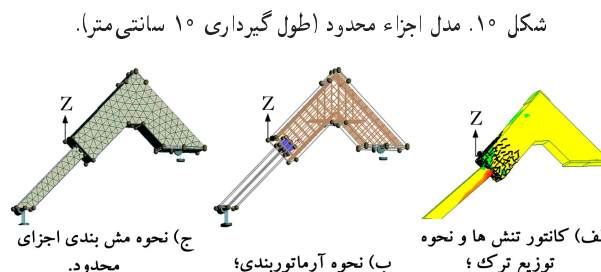
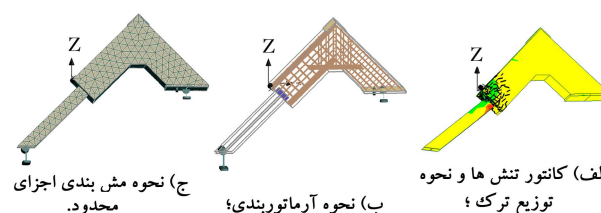
$$a = 0.85 \times f'_c \times b_f \times \left( \beta_1 \times \frac{e}{\gamma} \right) \quad (13)$$

که در آن،  $\beta_1$  ضریب تعریف شده در بند ۳-۴-۲-۲-۲۲-۲۲-۲۲ آیین‌نامه‌ی ACI 318-14 است. و طول دفن‌شدگی شمع از رابطه‌ی ۱۴ به دست می‌آید:<sup>[۲۰]</sup>

$$e = \sqrt{\frac{2M_P}{0.85 f'_c b_f \beta_1 \left( 1 - \frac{\beta_1}{\gamma} \right)}} \quad (14)$$



شکل ۹. مقایسه‌ی نتایج حاصل از تحلیل اجزاء محدود و نتایج آزمایشگاه.



شکل ۱۱. مدل اجزاء محدود (طول گیرداری ۲۰ سانتی متر).

ایجاد شده (بعد از ۲۰ میلی‌متر) را به این امر نسبت داد.

چون هدف از طراحی اتصال، طراحی آن برای لنگر خمیری شمع فلزی است، تغییر مکان‌های بالاتر از مقاومت تسلیم در برآورد مقاومت اتصال تأثیر کمی دارد و در نتیجه این اختلاف، اهمیت زیادی ندارد. با استفاده از روابط به دست آمده از مدل تئوریک خطی ارائه شده، مقدار طول گیرایی شمع مورد استفاده در مدل‌های آزمایشگاهی که مقطع H شکل (۱۴ × ۱۱ × ۲۵۰ × ۲۵۰) دارند، براساس روابط ۱ الی ۱۱ بدون در نظر گرفتن میلگردهای تقویتی برابر  $e = 32$  سانتی‌متر به دست آمده است. بنابراین براساس روابط ارائه شده، مقدار ۳۲ سانتی‌متر طول گیرایی (برای اینکه اتصال شمع فلزی به کوله‌ی بتن‌آرمه برای ظرفیت خمیری شمع فلزی مقاوم باشد) کافی است. برای سنجش این ادعا و برای ارزیابی تأثیر طول گیرایی در مقاومت خمشی اتصال، مدل‌های اجزاء محدود با طول‌های گیرایی ۱۰، ۲۰، ۴۰ و ۵۰ سانتی‌متر بدون وجود آرماتور تقویتی در وجه اتصال با استفاده از نرم‌افزار ATENA (مطابق شکل‌های ۱۰ الی ۱۴) انجام شده است.

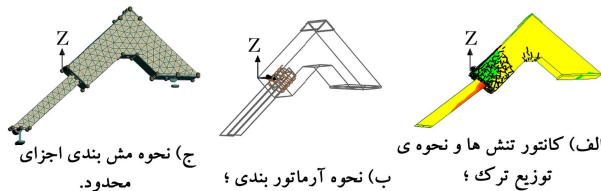
نتایج حاصل از تحلیل غیرخطی مدل‌های اجزاء محدود ذکر شده (در قالب نمودار نیرو در مقابل تغییر مکان نقطه‌ی LVDT\۱) در شکل ۱۵ ارائه شده است، که مطابق آن با افزایش میزان طول گیرایی، بر میزان مقاومت خمشی اتصال افزوده شده است. در شکل ۱۵، خط صاف ( $F_p$ ) مقدار نیرویی است که تحت آن، اتصال مقدار لنگر خمیری شمع را تحمل می‌کند. همچنین مطابق شکل مذکور، مقدار طول مدفونی ۳۰ سانتی‌متر، برای رسیدن اتصال به مقاومت خمشی شمع کافی است.

می‌دهد و این عدد با تغییر در طول آزاد شمع ( $L_p$ ) تغییر پیدا می‌کند، به طوری‌که با کاهش طول شمع، تأثیر نیروی برشی باعث افزایش طول مورد نیاز برای دهن شدگی می‌شود. در حالی که در روش مرسوم به دلیل در نظر نگرفتن تأثیر نیروی برشی در محاسبات، اولاً طول مدفونی کمتری به دست می‌آید؛ ثانیاً طول مذکور برای تمامی طول‌های شمع، مقداری ثابت است.

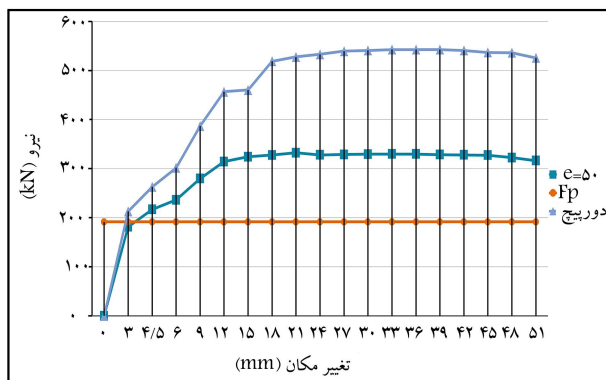
## ۵. تأثیر آرماتور دورپیچ اطراف شمع

با توجه به نتایج به دست آمده از شکل‌های ۱۰ الی ۱۵، با افزایش مقطع شمع برای رسیدن به مقاومت خمیری نظیر مقطع شمع، لازم است که طول گیرداری افزایش یابد. اما افزایش طول گیرداری باعث نفوذ ترک‌ها به قسمت‌های بالایی اتصال و کوله می‌شود. از طرفی با توجه به اینکه در پل‌های یک پارچه، هدف دست‌یابی به قابلیت دوران کم کوله است تا اثر حرارت به نحوی جبران شود، [۱۷] در نتیجه نمی‌توان ابعاد کوله را بیش از حد بزرگتر کرد. راه‌حل دیگر برای کوچک نگه داشتن کوله و جبران مشکل ذکر شده، پیشنهاد میلگردهای دورپیچ در اطراف شمع است. برای این کار و برای بررسی تأثیر دورپیچی دور شمع، دور یکی از مدل‌های تحلیلی (طول گیرداری ۵۰ سانتی‌متری) از آرماتور دورپیچ استفاده شده است. در شکل ۱۹، مدل تحلیلی با آرماتور دورپیچ و نتایج تحلیل غیرخطی نشان داده شده است. همان‌طور که در شکل مذکور مشاهده می‌شود، در مقایسه با حالت بدون دورپیچ (شکل ۱۴) با سطح نیروی واردی یکسان، توزیع ترک‌ها نسبتاً کاهش یافته است.

در شکل ۲۰، نمودار نیرو - تغییر مکان نقطه‌ی LVDT در دو حالت با آرماتور دورپیچ (شکل ۱۹) و حالت بدون آرماتور دورپیچ (شکل ۱۴) مقایسه شده‌اند. همان‌طور که مشاهده می‌شود، تا زمانی که رفتار خطی است، هر ۲ نمونه مقاومت تقریباً یکسانی از خود نشان می‌دهند؛ ولی در ترازهای بالاتر نیرو و زمانی که نمودار



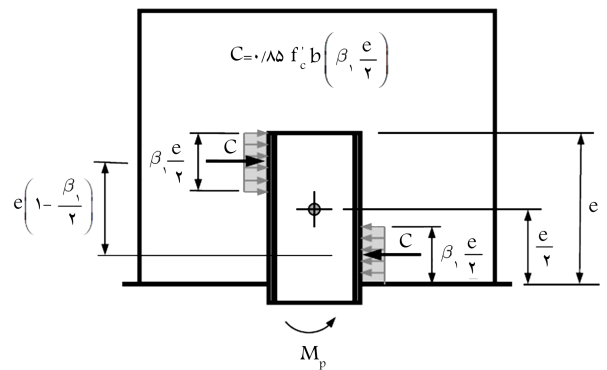
شکل ۱۹. مدل اجزاء محدود (طول گیرداری ۵۰ سانتی‌متر) و استفاده از میلگرد دورپیچ دور مقطع شمع (برای مشخص شدن آرماتور دورپیچ سایر آرماتورها در شکل حذف شده است).



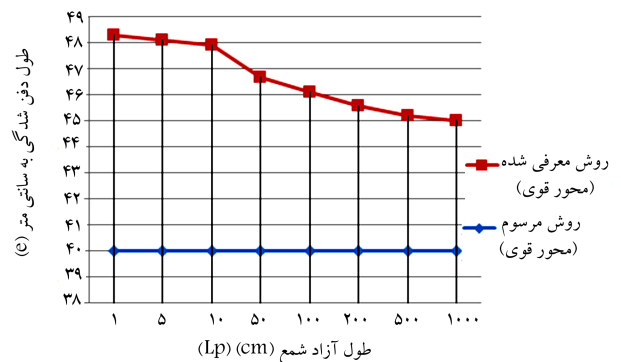
شکل ۲۰. نمودار نیرو - تغییر مکان نقطه‌ی LVDT در حالت دورپیچ دور شمع و بدون دورپیچ.

در شکل‌های ۱۷ و ۱۸، مقایسه‌ی میان روش مرسوم و روش ارائه شده با در نظر گرفتن اثر نیروی برشی در محاسبه‌ی اتصال شمع به سرشمع ارائه شده است. در شکل ۱۷، محاسبات بر مبنای دوران محور ضعیف شمع و در شکل ۱۸، محاسبات بر مبنای دوران محور قوی شمع لحاظ شده است. روش معرفی شده در نوشتار حاضر، نیازمند حل همزمان روابط ۹ و ۱۰ است، که در مقایسه با روش مرسوم (روابط ۱۲ الی ۱۴) محاسبات عددی بیشتری می‌طلبد.

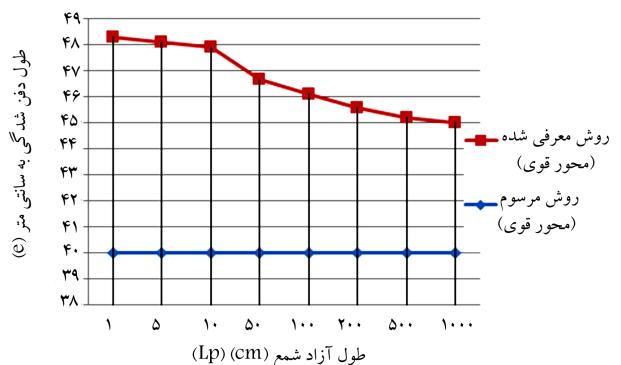
مقایسه‌ی نتایج دو روش ارائه شده در شکل‌های ۱۷ و ۱۸ نشان می‌دهد که روش ارائه شده، طول دهن شدگی ( $e$ ) بیشتری را نسبت به روش مرسوم به دست



شکل ۱۶. توزیع تنش مستطیلی اطراف شمع (برگرفته شده از مرجع [۲۰]) با اندکی تغییر.



شکل ۱۷. مقایسه‌ی طول دهن شدگی مورد نیاز شمع به روش مرسوم و روش ارائه شده در نوشتار حاضر (خمش حول محور ضعیف).



شکل ۱۸. مقایسه‌ی طول دهن شدگی مورد نیاز شمع به روش مرسوم و روش ارائه شده در نوشتار حاضر (خمش حول محور قوی).



از حالت خطی خارج می‌شود، نمونه با آرماتور دورپیچ مقاومت بیشتری را از خود نشان می‌دهد. به طوری که تفاوت دو مقدار در بیشترین حالت به ۵۸٪ می‌رسد. این مقدار از افزایش را می‌توان به ۳ عامل نسبت داد:

الف) آرماتورهای دورپیچ با ایجاد محصورشدگی در اطراف شمع باعث افزایش مقاومت فشاری بتن می‌شوند؛

ب) آرماتورهای دورپیچ، مقاومت برشی اتصال را افزایش می‌دهند؛

ج) میلگرد دورپیچ، باعث بسته‌شدن ترک‌های اطراف شمع می‌شود.

این عوامل باعث افزایش مقاومت اتصال تا ۵۸٪ می‌شوند.

## ۶. نتیجه‌گیری

در پژوهش حاضر، روشی برای محاسبه‌ی اتصال شمع فلزی به کوله‌ی بتنی پل‌های یک‌پارچه ارائه شده است. همچنین تأثیر استفاده از دورپیچ در اطراف شمع فلزی

مدفون در کوله برای افزایش مقاومت اتصال بررسی شده و این نتایج به دست آمده است:

۱. روش خطی ارائه‌شده بر مبنای رفتار خطی تنش اتکایی بتن (تا حد قابل قبولی)،

طول گیرایی شمع فلزی را بر مبنای مقاومت خمشی شمع فلزی پیش‌بینی می‌کند.

۲. با افزایش طول گیرداری شمع فلزی به کوله‌ی بتنی پل‌های یک‌پارچه، مقاومت خمشی اتصال افزایش می‌یابد.

۳. در نظر گرفتن اثر نیروی برشی در طراحی اتصال شمع به کوله، باعث افزایش طول مدفونی موردنیاز اتصال به خصوص در اعضاء خمشی با طول کم می‌شود.

۴. نحوه‌ی مدل‌سازی اتصال تماسی بین فولاد و بتن، تأثیر قابل توجهی در نتایج حاصل از تحلیل دارد و روش به‌کاررفته با استفاده از روش اصطکاک‌کی کولمب به‌طور مناسب عملکرد رفتار مختلط و جداشدگی‌های بتن و فولاد در مراحل مختلف بارگذاری را نشان می‌دهد.

۵. استفاده از میلگرد دورپیچ در اطراف شمع فلزی مدفون در کوله‌ی بتنی پل‌های یک‌پارچه به مقدار قابل ملاحظه‌ی ظرفیت خمشی اتصال شمع به کوله را افزایش می‌دهد.

## پانویس‌ها

1. Caltrans: California department of transportation
2. federal highway administration

## منابع (References)

1. Dicleli, M., Eng, P. and Albhaisi, S.M. "Maximum length of integral bridges supported on steel H-piles driven in sand", *Engineering Structures*, **25**(12), pp. 1491-1504 (2003).
2. Dicleli, M. and Albhaisi, S.M. "Performance of abutment-backfill system under thermal variations in integral bridges built on clay", *Engineering Structures*, **26**(7), pp. 949-962 (2004).
3. PCI Publication, *The State of Art of Precast/Prestressed Integral Bridges*, Precast/Prestressed Concrete Institute, IB-01 (2001).
4. Kunin, J. and Alampulli, S. "Integral abutment bridges current practice in United States and Canada", *Journal of Performance of Constructed Facilities*, ASCE2000, **14**(3), pp. 104-111 (2000).
5. New York State Department of Transportation, *Integral Abutment Bridges: Comparison of Current Practice Between European Countries and the United States of America*, Transportation Research and Development Bureau, Special Report 152 (2007).
6. Feldmann, M., Naumes, J. and Pak, D., *Economic and Durable Design of Composite Bridges with Integral Abutments*, Final Report RFSR-CT-2005-00041, Brussels, RFCS publications, European Commission (2010).
7. Burke Jr, M.P., *Integral and Semi-Integral Bridges*, Oxford: John Wiley & Sons, Translated to Farsi by: Barghian, M., Mirrezaei, S. and Akhtar Publication (2009).
8. Arsoy, S. "Experimental and analytical investigations of piles and abutments of integral", Doctoral Thesis, Blackburg, Virginia Polytechnic Institute and State University (2000).
9. Petursson, H. and Collin, P. "Composite bridges with integral autments minimizing lifetime costs", IABSE Symposium Melbourne, Melbourne (2002).
10. Park, Y.H., Jung, H.S., Lee, Y.S. and Jung, G.J. "Lateral behavior of impact-driven H piles used in integral abutment bridge", *Journal of KSCE*, **21**(3C), pp. 207-223 (2001).
11. Park, Y.H., Jung, G.J. and Kim, SH. "Axial response of impact-driven H piles using integral abutment bridge", *Journal of KSCE*, **20**(3C), pp. 281-290 (2000).
12. Park, Y.H. and Nam, M.S. "Behavior of earth pressure and movements on integral abutments", *Journal of KSCE*, **26**, pp. 949-962 (2007).
13. Kotsoglou, A.N. and Pantazopoulou, S.J. "Assessment and modeling of embankment participation in the seismic response of integral abutment bridges", *Bull Earthquake Engineering*, **7**, pp. 343-361 (2009).
14. Burdette, E.G., Jones, W.D. and Fricke, K.E. "Concrete bearing capacity around large inserts", *ASCE Journal of Structural Engineering*, **109**(6), pp. 1375-1386 (1983).
15. Steunenber, M., Sexsmith, R.G. and Stierner, S.F. "Seismic behavior of steel pile to precast concrete cap beam connections", *Journal of Bridge Engineering*, **3**(4), pp. 177-185 (1998).



16. Silva, P.F. and Seible, F. "Seismic performance evaluation of cast-in-steel-shell (CISS) piles", *ACI Structural Journal*, **98**(1), pp. 36-49 (2001).
17. Stephens, J. and McKittrick, L., *Performance of Steel Pipe Pile-to-Concrete Bent Cap Connections Subject to Seismic or High Transverse Loading: Phase II*, Report No. FHWA/MT-05-001/8144 (2005).
18. Shama, A.A. and Mander, J.B. "Seismic performance and retrofit of steel pile to concrete cap connections", *ACI Structural Journal*, **99**(1), pp. 185-192 (2001).
19. Xiao, Y., Wu, H., Yaprak, T.T., Martin, G.R. and Mander, J.B. "Experimental studies on seismic behavior of steel pile-to-pile-cap connections", *J. of Bridge Engineering, ASCE*, **11**(2), pp. 151-159 (2006).
20. Ahn, J.-H., Yoon, J.-H., Kim, J.-H. and Kim, S.-H. "Evaluation on the behavior of abutment-pile connection in integral abutment bridge", *Journal of Constructional Steel Research*, **67**(7), pp. 1134-1148 (2011).
21. Kappes, L., Berry, M., Stephens, J. and McKittrick, L. "Concrete filled steel tube piles to concrete pile-cap connections", *Structures Congress*, pp. 581-590 (2012).
22. Sherafati, A. and Azizinamini, A. "Flexible pile head in jointless bridges: Experimental investigation", *J. Bridge Eng.*, **20**(4), pp.1-12 (2015).
23. Červenka, V. and Červenka, J. *User's Manual for ATENA 3D Version 5.0.0* (2013).
24. Raous, M. and Karray, M.A. "Model coupling friction and adhesion for steel concrete interfaces", *International Journal of Computer Applications in Technology*, **34**(1), pp. 42-51 (2009).
25. Papanikolaou, V.K. and Kappos, A.J. "Confinement-sensitive plasticityconstitutive model for concrete in triaxial compression", *International Journal of Solids and Structures*, **44**(21), pp. 7021-7048 (2007).
26. Van Mier, J.G.M. "Multi-axial strain-softening of concrete, Part I: Fracture", *Materials and Structures*, **19**(3), pp. 179-190 (1986).