

مطالعه تئوریک و آزمایشگاهی اثر طول دفن شدگی شمع بر رفتار اتصال شمع فلزی H شکل به کوله بتنی پل‌های یکپارچه تحت بار جانبی

سید سعید میررضائی

دانشجوی دکتری سازه دانشکده عمران دانشگاه تبریز

مجید برقیان *

دانشیار گروه سازه دانشکده عمران دانشگاه تبریز

حسین غفارزاده

دانشیار گروه سازه دانشکده عمران دانشگاه تبریز

مسعود فرزام

استادیار گروه سازه دانشکده عمران دانشگاه تبریز

چکیده

پل‌های یکپارچه پل‌های بدون درزی هستند که دارای شالوده انعطاف‌پذیر با یک ردیف شمع فلزی می‌باشند. از مهم‌ترین عوامل در تعیین حداکثر طول پل یکپارچه، ظرفیت حرکت جانبی شمع‌ها در برابر بارهای جانبی ناشی از تغییرات دمایی و نظایر آن می‌باشد. با افزایش ظرفیت حرکت جانبی شمع‌ها، می‌توان پل‌های طولی‌تری را ساخت. نحوه اتصال شمع به کوله در ظرفیت حرکت جانبی شمع مؤثر می‌باشد. میزان طول دفن شدگی شمع در داخل کوله، نقش مهمی در مقاومت اتصال دارد. در این مقاله رابطه‌ای جهت یافتن طول گیرایی شمع در داخل کوله بر اساس مقاومت خمشی شمع ارائه شده است. برای ارزیابی کارایی این روش، دو نمونه آزمایشگاهی با طول‌های دفن شدگی مختلف ساخته شدند. نتایج حاصله از بارگذاری جانبی شمع‌ها به همراه مطالعه عددی نشان داد که با افزایش طول دفن شدگی از مقدار کمتر به مقدار بیشتر از رابطه پیشنهادی، ظرفیت خمشی اتصال را تا دو برابر افزایش داد.

واژه‌های کلیدی: پل‌های یکپارچه، ظرفیت حرکت جانبی شمع، اتصال شمع فلزی به کوله بتن آرمه، مقاومت خمشی شمع فلزی، طول دفن شدگی شمع.

* نویسنده مسئول: barghian@tabrizu.ac.ir

۱- مقدمه

سوند بسیار رایج است. این شمع‌ها به جهت افزایش مقاومت در مقابل کماتش با دوران ۴۵ درجه در زیر کوله پل‌های یکپارچه مورد استفاده قرار می‌گیرند [۶]. در مورد پل‌های یکپارچه تحقیقات زیادی صورت گرفته‌است. اکثر این تحقیقات در مورد در نظر گرفتن اندرکنش استاتیکی و دینامیکی خاک و سازه بوده- است [۷، ۸، ۹-۱۲] و تحقیقات کمتری به بررسی رفتار اتصال شمع فلزی به کوله بتنی صورت گرفته‌است. از این تحقیقات صورت گرفته نیز تعدادی به بررسی اتصال شمع‌های بتنی پیش‌تنیده پرداخته‌اند [۱۳-۱۶] و تعداد کمی اتصال شمع فلزی به کوله بتنی را بررسی کرده‌اند.

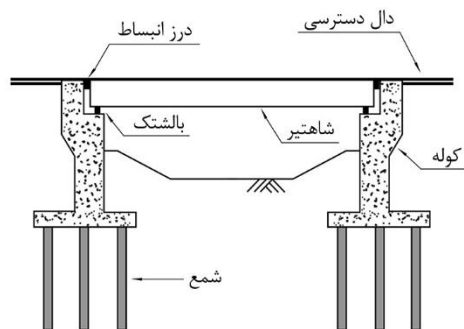
Burdette و همکارانش [۱۷] از نخستین محققانی بودند که بر روی مقاومت تماسی بتن - در اثر فشار اعضای بزرگ فولادی مدفون در داخل بتن - مطالعاتی انجام دادند. آن‌ها اعضای بزرگ فلزی را در هشت آزمایش در داخل یک شالوده مدفون کرده و آن‌ها را تحت نیروی جانبی قرار دادند. نتایج حاصل از آزمایش‌ها نشان داد که اعضای فلزی در داخل بتن مانند یک جسم صلب دوران کرده و میانگین تنش تماسی - که می‌تواند توسط بتن اطراف اعضای فولادی تحمل شود - در هنگام بار نهایی به $3.78 f_c'$ می‌رسد.

Steunberg و همکارانش [۱۸] دو شمع فلزی با مقطع لوله‌ای که به صفحه‌های فلزی جوش داده شده و به وسیله برش‌گیرهایی در داخل سر شمع بتنی قرار داده شده بود، تحت نیروی جانبی چرخه-ای قرار دادند.

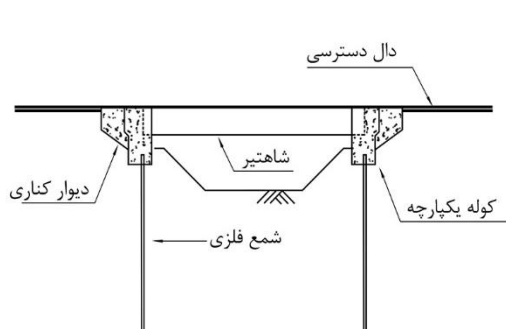
نتایج حاصل از آزمایش نشان داد که ظرفیت خمشی اتصال نتوانست از ظرفیت خمشی شمع بالاتر رفته و اتصال در نیروهایی کمتر از ظرفیت خمشی شمع فلزی خراب گردید.

پل‌های بدون درز به دلیل کاهش در هزینه‌های ساخت و نگهداری، کاهش صدا در هنگام عبور وسایط نقلیه و همچنین افزایش درجه نامعینی سازه پل (به دلیل اتصال یکپارچه شاه‌تیر به کوله) از امتیازات فراوانی نسبت به پل‌های معمولی برخوردار هستند. در پل‌های یکپارچه، روسازه پل به صورت یکپارچه با کوله، بتن‌ریزی می‌شود. بنابراین حرکت جانبی پل که ناشی از تغییرات دمایی و یا زلزله و غیره می‌باشد به طور مستقیم به زیرسازه منتقل می‌شود. طراحی زیرسازه (شامل کوله‌ها و شمع‌ها) از اهمیت زیادی برخوردار بوده و بایستی اندرکنش خاک و سازه در نظر گرفته شود. به دلیل پیچیدگی در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه در پل‌های یکپارچه، محدودیت‌هایی برای ابعاد این پل‌ها وجود دارد. بررسی‌های میدانی نشان می‌دهد که این محدودیت‌ها در کشورهای مختلف مقدار ثابتی نبوده و به طور کل براساس رویکرد آزمون و خطا می‌باشد [۱ و ۲]. برای کاهش نیروی وارده از طرف روسازه به زیرسازه، استفاده از شالوده انعطاف‌پذیر که شامل یک ردیف شمع فلزی است - برای ایجاد امکان حرکت طولی و حداکثر انعطاف-پذیری - پیشنهاد شده‌است [۳].

در شکل ۱، نمونه‌ای از پل‌های یکپارچه در مقایسه با یک پل معمولی نشان داده شده است. در این پل‌ها شاه‌تیر به صورت یکپارچه با کوله بتن‌ریزی شده و تشکیل یک قاب صلب را می‌دهد. در زیر کوله یک ردیف شمع فلزی قرار داده می‌شود. شمع‌های H شکل اولین گزینه مورد استفاده در ایالت متحده آمریکا به ویژه برای پل‌ها با طول زیاد می‌باشد [۴]. جهت به حداقل رساندن تنش‌های وارده به کوله پل، معمولاً شمع H شکل حول محور ضعیف قرار داده می‌شود [۵]. شمع‌های X شکل نیز در کشور



ب: پل معمولی در زردار



الف: پل یکپارچه

شکل ۱- نمونه‌ای از پل یکپارچه و اعضای تشکیل دهنده آن در مقایسه با پل‌های معمولی [۷]

عزیزی‌نمینی و همکارانش [۲۴] اتصال انعطاف‌پذیری را برای اتصال شمع فلزی به کوله بتنی پل‌های یکپارچه معرفی کردند. نتایج اولیه این تحقیق نشان داد که اتصال مفصلی بین شمع و سرشمع سختی جانبی پل یکپارچه را به‌طور قابل ملاحظه‌ای کاهش می‌دهد. در نتیجه ظرفیت حرکت جانبی پل را افزایش داده و امکان ساخت پل‌های یکپارچه با دهانه بیشتر را میسر می‌سازد. نتایج مدل-های آزمایشگاهی و عددی نشان داد که اتصال مفصلی معرفی شده انعطاف‌پذیری بسیاری را نسبت به اتصال گیردار متناظر دارد.

هدف از تحقیق حاضر، یافتن طول دفن شدگی شمع فلزی در داخل کوله بتنی می‌باشد، به‌طوری‌که با اعمال این طول دفن شدگی، اتصال شمع به کوله قادر باشد در مقابل بارهای جانبی مقاومتی برابر و یا بیشتر از مقاومت خمشی شمع فلزی داشته باشد. در این تحقیق ابتدا روش مرسوم طراحی اتصال شمع فلزی به کوله بتنی توضیح داده شده و سپس با توجه به نقصان‌های این روش، رابطه‌ای برای طراحی اتصال شمع فلزی به کوله بتن آرمه توسط مؤلف بسط داده شده است. برای بررسی کفایت این روش، دو نمونه آزمایشگاهی با مقیاس ۰/۵ با استفاده از روابط ارائه شده طراحی شده و تحت بارگذاری جانبی استاتیکی قرار گرفته‌است. در نهایت با استفاده از نتایج حاصل از این آزمایش‌ها به همراه مدل‌های اجزای محدود، کفایت رابطه ارائه شده ارزیابی شده است.

۲- روش مرسوم برای طراحی اتصال شمع فلزی به کوله بتنی پل‌های یکپارچه

برای پیش‌بینی رفتار سازه در مقابل بارهای جانبی، دانستن نقاطی که احتمال تشکیل مفصل پلاستیک وجود دارد، بسیار مهم می‌باشد. 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 ارائه روابط طراحی رسیدن مقاومت اتصال به مقاومت خمشی پلاستیک مقطع شمع فلزی می‌باشد. در اثر حرکت جانبی عرشه که عموماً در اثر تغییرات دمایی روزانه و سالانه و یا در اثر زمین لرزه صورت می‌گیرد، عرشه روسازه به طرف خاکریز پشت کوله حرکت می‌کند. این حرکت باعث اعمال لنگر خمشی و نیروی برشی به اتصال می‌شوند. در روش مرسوم طراحی این اتصال، از اثر برش در مقابل لنگر خمشی صرف‌نظر می‌شود. با حذف اثر نیروی برشی، همان‌طور که در شکل

در سال ۲۰۰۵ Stephen و همکارانش [۱۹] آزمایش‌هایی را بر روی ۵ شمع فلزی لوله‌ای توپر توسط بتن- که در داخل سرشمع بتنی با طول گیرداری ۹ اینچی قرارداد شده بود- انجام دادند. نتایج آزمایش‌ها نشان داد که استفاده از آرماتورهای تقویتی کنار شمع فلزی باعث افزایش ظرفیت خمشی اتصال می‌شود.

Shema و همکارانش [۲۰] با انجام آزمایش‌هایی نقطه عطف شمع را در مقابل بارهای جانبی یافته و با ساخت نمونه‌های آزمایشگاهی اتصال، نمونه‌ها را تحت بارگذاری جانبی و چرخه‌ای قرار دادند و با ارائه یک طرح مقاوم سازی تأثیر میلگردهای تقویتی را در بالا بردن ظرفیت خمشی اتصال بررسی کردند. تأکید این مقاله روی اتصال‌هایی بود که در آن شمع‌ها با طول گیرداری زیاد در داخل بتن قرار داده می‌شوند. در یافتن طول گیرائی در این تحقیق از اثر مقاومت بتن در سطح مقابل شمع صرف‌نظر شده است.

Xiao و همکارانش [۲۱] ۵ نمونه اتصال را با مقیاس کامل ساخته و تحت بارگذاری جانبی و محوری چرخه‌ای قرار دادند. تأکید این مقاله بر روی اتصال‌اتی بود که در آن شمع فلزی با طول گیرداری کمی در داخل سرشمع بتنی قرار گرفته بود. نتایج تحقیقات آزمایشگاهی نشان می‌دهد با اینکه اتصال به‌صورت مفصلی در نظر گرفته شده بود ولی مقاومت خمشی غیر قابل انتظاری نیز مشاهده گردید.

Jin-Hee Ahna و همکاران [۲۲] ۵ نمونه آزمایشگاهی با مقیاس کامل را بر اساس آیین نامه کشور کره طراحی کرده و تحت بارگذاری استاتیکی قرار دادند. در این تحقیق برای یافتن طول گیرائی نمونه‌ای آزمایشگاهی از اثر برش صرف‌نظر شده و تنها اثر لنگر خمشی مورد بررسی قرار گرفت. نتایج حاصل از آزمایش‌ها نشان داد با این که اتصال‌های پیشنهادی - با ایجاد برشگیرهایی - مقاومت خمشی اتصال را بالا برده بود ولی باعث کاهش چشم‌گیر شکل‌پذیری اتصال شد.

Kappes و همکارانش [۲۳] ۹ نمونه‌های آزمایشگاهی با مقیاس یک دوم را تحت آزمایش بارگذاری استاتیکی قرار دادند. نوع شمع‌های به کار رفته از نوع لوله‌ای محاط با بتن بودند. هدف از این آزمایش بررسی اشکال مختلف آرماتوربندی از جمله استفاده از آرماتور U شکل در اطراف شمع جهت سادگی جزئیات ساخت بود. مقایسه نتایج بدست آمده از نمودارهای نیرو - تغییر مکان اتصالات جدید و مرسوم، نشان داد که اتصالات معرفی شده در مقایسه با اتصالات مرسوم، مقاومت خمشی بالاتری دارند.

۲- در محاسبه طول دفن شدگی شمع فلزی در داخل بتن، اثر توأم خمش و برش لحاظ شد.

۳- توزیع تنش اتکائی در سطح بین شمع و بتن خطی فرض شد.

۴- نقطه بحرانی خرابی بتن در سطح روبرویی محل اتصال و برابر f'_c فرض شد.

در اثر حرکت جانبی پل (در اثر تأثیرات جانبی ناشی از تغییرات دمایی و یا زلزله و به دنبال آن بار جانبی ناشی از خاک وارد شده بر شمع)، شمع مطابق با شکل ۳ تغییر شکل پیدا می‌کند. در این شکل مقدار L_p محل نقطه عطف شمع می‌باشد به طوری که در

این نقطه لنگر شمع برابر صفر می‌باشد. طول L_p برای مقطع H از ۳ تا ۵ برابر عمق مقطع شمع (d) (بسته به خاک اطراف شمع) متغیر می‌باشد [۲۰]. برای ساختن مدل‌های عددی و آزمایشگاهی متناسب با شرایط محلی شمع، می‌توان تغییر شکل شمع و نیروهای وارده بر آن را مطابق با شکل ۳ مانند تیر طره‌ای ایده آل‌سازی کرد که نیروی فرضی V در نقطه عطف وارد شده و باعث ایجاد لنگر در محل اتصال می‌شود. در این مدل نیروی فرضی V ، نیروهای جانبی ناشی از خاک را نمایندگی می‌کند. در شکل ۴ مقدار تنش-

های 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 وارد از طرف بتن در وجه پشتی و در داخل بتن باشد،

$$V + C_a = C_b \quad (۴)$$

با نوشتن معادله تعادل نیرو در جهت حرکت شمع می‌توان نوشت: در این رابطه V مقدار نیروی برشی متناسب با لنگر پلاستیک شمع فلزی می‌باشد. رابطه (۵) از نوشتن معادله لنگر حول نقطه F در شکل ۴ به دست می‌آید:

$$C_a \times \left(\frac{2}{3}\right)a + C_b \times \left(\frac{2}{3}\right)b = V \times (L_p + b) = M_p \quad (۵)$$

در این رابطه a طول مثلث تنش در وجه روبرویی و b به در وجه پشتی و داخل بتن می‌باشد (شکل ۴) و M_p برابر لنگر پلاستیک مقطع شمع فولادی حول محوری که نسبت به آن دوران می‌کند، می‌باشد. از طرفی با نوشتن معادله تشابه مثلث تنش متناظر با شکل ۴ می‌توان نوشت:

$$\frac{b}{a} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{\sigma_1 - \sigma_2} \quad (۶)$$

۲ دیده می‌شود، مقادیر نیروهای وارده از طرف بتن به شمع در ابتدا و انتهای طول دفن شدگی با هم برابر شده و مطابق شکل ۲ برابر است با [۲۲]:

$$C = 0.85 \times f'_c \times a \times b_f \quad (۱)$$

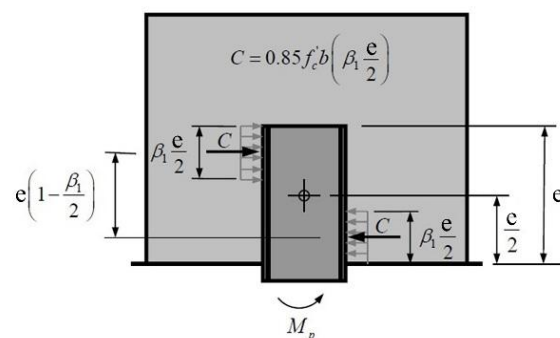
در این رابطه، a ، ارتفاع مستطیل تنش معادل وارده به شمع بوده و می‌توان نوشت [۲۲]:

$$C = 0.85 \times f'_c \times b_f \times \left(\beta_1 \times \frac{e}{2}\right) \quad (۲)$$

در این رابطه β_1 ضریب تعریف شده در بند R22.2.2.4.3 آیین نامه ACI 318-14 می‌باشد.

طول دفن شدگی شمع از رابطه (۳) به دست می‌آید [۲۲].

$$e = \sqrt{\frac{2M_p}{0.85 f'_c b_f \beta_1 \left(1 - \frac{\beta_1}{2}\right)}} \quad (۳)$$



شکل ۲- توزیع تنش مستطیلی اطراف شمع [۲۲]

با استفاده از رابطه (۳) می‌توان با داشتن مقاومت خمشی شمع فلزی، مقاومت مشخصه بتن مصرفی و عرض مقطع حول محور خمش (این مقدار در صورتی که خمش حول محور قوی مقطع اتفاق بیفتد برابر عرض بال شمع خواهد بود) می‌توان طول دفن شدگی اتصال را به دست آورد.

۳- مدل تئوریک ارائه شده برای اتصال شمع فلزی به کوله بتن آرمه

روش‌های طراحی ارائه شده قبلی، از اثر نیروی برشی صرف‌نظر کرده و اتصال را فقط برای لنگر خمشی پلاستیک شمع طراحی می‌کنند. در روابط ارائه شده در تحقیق حاضر فرضیات زیر در نظر گرفته شده است:

۱- از تأثیر نیروی محوری شمع در مقاومت اتصال صرف‌نظر شد.

$$C_b = \frac{1}{2} \times b_f \times b \times (\sigma_1 + \sigma_2) \quad (9)$$

در این رابطه b_f عرض مقطع شمع فلزی می باشد. مطابق شکل ۴ مقدار تنش ناشی از برش برابر است با:

$$\sigma_1 = \frac{V}{e \times b_f} \quad (10)$$

که در این رابطه e طول دفن شدگی شمع فلزی می باشد. اگر I همان اینرسی مقطع شمع و C فاصله تار خنثی از بالاترین تار کششی یا فشاری باشد، مقدار تنش ناشی از لنگر خمشی برابر است با:

$$\sigma_2 = \frac{M_p \times C}{I} = \frac{6 \times M_p}{b_f \times e^2} \quad (11)$$

مقدار C_a از رابطه (۴) به دست آورده و در رابطه (۵) قرار داده می شود. سپس با قرار دادن مقادیر روابط (۷) تا (۱۰) در رابطه (۵) به رابطه (۱۲) می توان رسید:

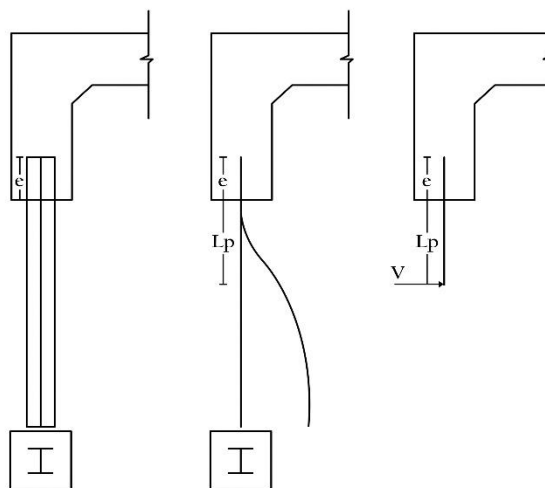
$$\frac{1}{3} \times b^2 \times b_f \times f'_c + \frac{1}{3} \times b \times a \times b_f \times f'_c - \frac{2}{3} \times \frac{M_p \times a}{(L_p + b)} = M_p \quad (12)$$

و با قرار دادن روابط (۷)، (۱۰) و (۱۱) در رابطه (۶) معادله (۱۳) بدست می آید:

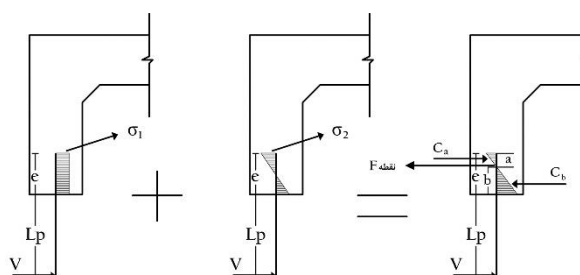
$$\frac{b}{a} = \frac{f'_c}{\frac{6 \times M_p}{b_f \times (b+a)^2} - \frac{M_p}{b_f \times (a+b) \times (L_p + b)}} \quad (13)$$

با حل همزمان رابطه (۱۲) و (۱۳) مقادیر a و b به دست آمده و مقدار طول گیرایی با استفاده از رابطه (۱۴) به دست می آید.

$$a + b = e \quad (14)$$



شکل ۳- محل مقطع عطف و طول گیرایی شمع



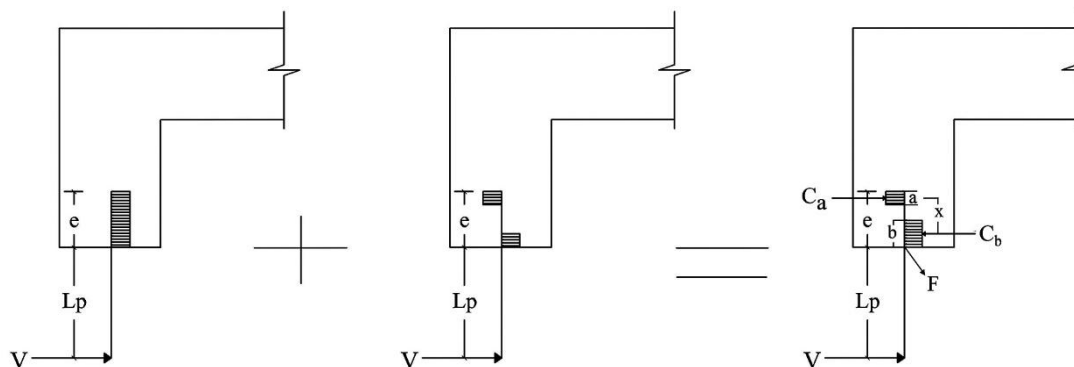
شکل ۴- تنش های اتکایی ناشی از خمش و برش در محل تماس بتن و فولاد (توزیع خطی تنش)

اگر مقدار تنش فشاری در وجه روبرویی بتن به مقدار مقاومت مشخصه بتن محدود گردد [۱۷]، در این صورت می توان نوشت:

$$\sigma_1 + \sigma_2 = f'_c \quad (7)$$

از طرفی مقادیر نیروهایی که از طرف بتن به شمع در وجه روبرویی و پشتی به شمع وارد می شود به شرح زیر می باشد:

$$C_a = \frac{1}{2} \times b_f \times a \times (\sigma_2 - \sigma_1) \quad (8)$$



شکل ۵- تنش های اتکایی ناشی از خمش و برش در محل تماس بتن و فولاد (توزیع مستطیلی تنش)

جدول ۱ و در نمودارهای شکل ۶ منحنی تغییرات ضریب ρ - که با استفاده از روابط ۴ تا ۱۴ بدست آمده است - برای مقاطع مختلف بر حسب طول L_p نشان داده شده است. همان طور که از جدول ۱ و نمودارهای شکل ۶ دیده می شود، هرچقدر مقدار طول L_p بیشتر باشد، خرابی شمع از نوع خمشی خواهد بود و مقدار ضریب ρ به عدد ۱/۲ میل می کند. همچنین، هرچقدر مقدار طول L_p کمتر باشد خرابی شمع از نوع برشی بوده و مقدار ضریب ρ به عدد ۲ میل می کند.

۴- مقایسه نتایج حاصل از روش مرسوم و روش ارائه شده طراحی اتصال شمع فلزی به کوله

در شکل ۷ مقایسه ای میان روش مرسوم و روش ارائه شده با در نظر گرفتن اثر نیروی برشی در محاسبه اتصال شمع به سرشمع ارائه شده است. در شکل ۷ محاسبات بر مبنای دوران محور ضعیف شمع فلزی با مقطع H شکل با ابعاد (۱۴ × ۲۵۰ × ۱۱ × ۲۵۰) به ترتیب از راست به چپ (ضخامت بال × عرض بال × ضخامت جان × عرض جان) انجام شده است. مقایسه نتایج دو روش که در شکل ۷ انجام یافته است نشان می دهد که روش ارائه شده طول دهن شدگی (e) بیشتری را نسبت به روش مرسوم به دست می دهد و این عدد با تغییر در طول آزاد شمع (LP) تغییر پیدا می کند به طوری که با کاهش طول شمع، تأثیر نیروی برشی بیشتر شده و باعث افزایش طول مورد نیاز برای دهن شدگی می شود. در حالی که در روش مرسوم به دلیل در نظر نگرفتن تأثیر نیروی برشی در محاسبات، اولاً طول مدفونی کمتری به دست می دهد؛ ثانیاً این طول برای تمامی طول های شمع مقداری ثابت می باشد.

این روش تأثیر خمش و برش را در محاسبه اتصال در نظر می گیرد ولی برای به دست آوردن طول دهن شدگی (رابطه ۱۴)، بایستی روابط ۱۲ و ۱۳ را همزمان حل کرد. بنابراین برای رهایی از محاسبات ذکر شده، روش سومی پیشنهاد می شود که تلفیقی از دو روش قبلی می باشد. در شکل ۵ نحوه توزیع تنش اطراف شمع نشان داده شده است. همان طور که در این شکل دیده می شود مقدار خمش و برش در محاسبات طول گیرداری لحاظ شده و توزیع تنش اطراف شمع به صورت مستطیلی می باشد. با توجه به شکل ۵ با نوشتن معادله تعادل نیرو در جهت حرکت شمع می توان نوشت:

$$V + C_a = C_b \quad (15)$$

رابطه (۱۶) از نوشتن معادله لنگر حول نقطه F در شکل ۵ به دست می آید:

$$C_a \times \left(x + \frac{b}{2}\right) - C_b \times \left(\frac{b}{2}\right) = V \times (L_p) = M_p \quad (16)$$

و مقادیر C_a و C_b از روابط ۱۷ و ۱۸ به صورت زیر به دست می آید:

$$C_a = 0.85 \times f'_c \times a \times b_f \quad (17)$$

$$C_b = 0.85 \times f'_c \times b \times b_f \quad (18)$$

اگر ضریب ρ مطابق با رابطه ۱۹ تعریف شود:

$$\rho = \frac{C_b}{C_a} = \frac{b}{a} \quad (19)$$

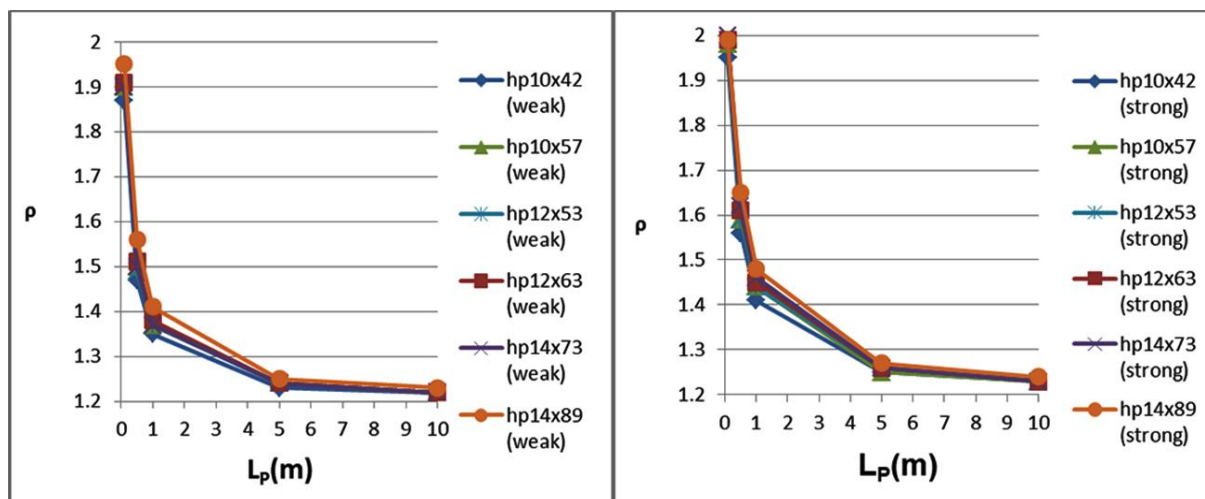
لذا با دانستن ضریب ρ مقادیر C_a و C_b از رابطه ۱۵ به دست آمده، سپس مقادیر a و b از روابط ۱۷ و ۱۸ و در نهایت، مقدار x از رابطه ۱۶ به دست می آید. مقدار طول دهن شدگی از رابطه ۲۰ تعیین می شود.

$$e = \frac{a}{2} + x + \frac{b}{2} \quad (20)$$

با توجه به روابط فوق، برای به دست آوردن طول دهن شدگی شمع بایستی ابتدا مقدار ضریب ρ مشخص شود. برای این منظور در

جدول ۱- مقادیر ضریب ρ برای مقاطع مختلف بر حسب طول های مختلف L_p

مقطع شمع	HP 10x42	HP 10x57	HP 12x53	HP 12x63	HP 14x73	HP 14x89
دوران حول محور	ضعیف	قوی	ضعیف	قوی	ضعیف	قوی
M_p (N/m ²)	85728	189960	119160	261600	126648	291120
V_p (N)	720000	360000	1074125	524621	965606	474725
$L_b = (M_p/V_p)$ (m)	0.12	0.53	0.11	0.50	0.13	0.61
L_p (m)	C_b/C_a	C_b/C_a	C_b/C_a	C_b/C_a	C_b/C_a	C_b/C_a
0.1	1.87	1.95	1.9	1.98	1.9	1.99
0.5	1.47	1.56	1.5	1.59	1.49	1.59
1	1.35	1.41	1.37	1.44	1.37	1.44
5	1.23	1.25	1.24	1.25	1.24	1.26
10	1.22	1.23	1.22	1.23	1.22	1.23
$L_p=L_b$	1.83	1.55	1.88	1.59	1.83	1.54



شکل ۶- مقادیر ضریب ρ برای مقاطع مختلف بر حسب طول‌های مختلف L_p

کانتی ساخته شده‌اند. پل استوری کانتی دارای سه دهانه، طول ۲۰۱ فوت و زاویه بیه ۱۵ درجه می‌باشد. این پل شامل ۷ شایه‌تیر از نوع بتنی پیش‌تنیده می‌باشد. در زیر کوله این پل و در امتداد هر شایه‌تیر یک شمع فلزی از نوع HP10x42 قرار داده شده‌است. جهت قرارگیری این شمع‌ها به گونه‌ای است که در اثر بارهای جانبی دوران شمع‌ها حول محور ضعیف می‌باشد [۲۵].

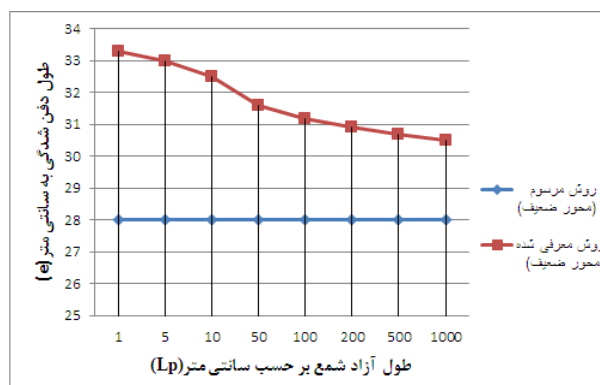
۶- مشخصات مصالح مصرفی

ویژگی‌های تمامی مصالح مصرفی در نمونه آزمایشگاهی بر اساس آزمایش‌های استاندارد ASTM انجام یافته است. مشخصات بتن مصرفی و نتایج آزمایش‌های آن بر روی نمونه‌های استاندارد در جدول ۲ آورده شده است.

جدول ۲- مشخصات بتن مصرفی

زمان نگهداری	مقاومت فشاری (مگا پاسکال)
مقاومت طراحی	۲۵
مقاومت ۲۸ روزه	۲۳/۹
مقاومت زمان آزمایش	۲۴/۵

در آرماتورهای طولی و عرضی، از آرماتور نوع A3 استفاده گردید. برای به دست آوردن مشخصات مکانیکی شمع فلزی و نمودار تنش و کرنش، تست کشش بر روی ۳ نمونه انجام یافت (شکل ۱۱). ابعاد و مشخصات آزمایش بر اساس ASTM-A370-02 انجام گرفت و نتایج حاصله در جدول ۳ آورده شده است.



شکل ۷- مقایسه طول دفن شدگی مورد نیاز شمع به روش مرسوم و ارائه شده در این مقاله (خمش حول محور ضعیف)

۵- مطالعه آزمایشگاهی

برای بررسی اتصالات طراحی شده به روش ارائه شده در قسمت قبلی دو نمونه آزمایشگاهی ساخته شد. در یک نمونه اتصال طول دفن شدگی شمع داخل کوله بر اساس رابطه (۲۰)، ۲۳ سانتی متر انتخاب شد. در اتصال بعدی این طول ۱۳ سانتی متر و کمتر از عدد بدست آمده از رابطه (۲۰) انتخاب گردید. در شکل ۸ مراحل ساخت نمونه‌ها و در شکل ۹ جزئیات آن‌ها نشان داده شده است. ساخت شمع‌های فلزی، در کارخانه ساخت سازه‌های پیچی گالار انجام یافته و مراحل بعدی ساخت شامل آرماتوربندی، قالب بندی و بتن‌ریزی و نصب ابزار اندازه‌گیری در آزمایشگاه سازه دانشگاه تبریز (شکل ۸) صورت گرفت. برای اتصال نمونه‌ها به کف صلب (مطابق اشکال ۸-د و ۱۱)، از ۶ میلگرد نمره ۲۸ استفاده گردید که به وسیله دو ورق فولادی فوقانی و تحتانی نمونه‌ها را به کف صلب متصل نمودند. این نمونه‌ها در مقیاس ۰/۵ پل یکپارچه استوری



(ب) بتن ریزی



(الف) آرماتوربندی و قالب‌بندی

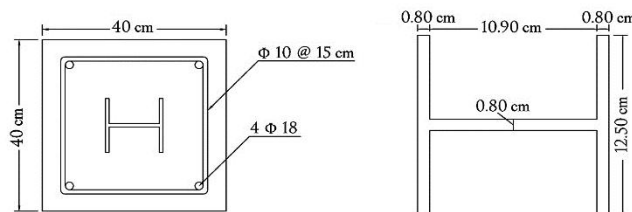
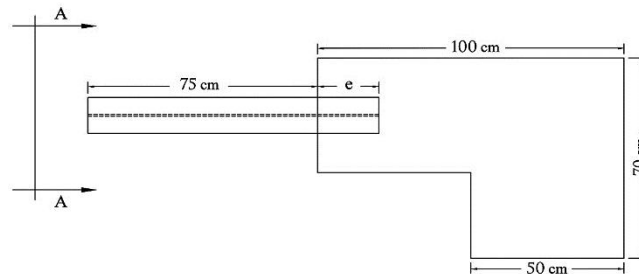


(د) نصب جهت بارگذاری



(ج) تراز کردن اتصال

شکل ۸- مراحل ساخت و بتن ریزی و نصب اتصال شمع فلزی به کوله بتن آرمه جهت بارگذاری



شکل ۹- جزئیات نمونه آزمایشگاهی اتصال شمع به کوله

نمونه به کف صلب آزمایشگاه نشان داده شده است. برای بررسی رفتار اتصال ۳ عدد LVDT مطابق شکل ۱۲ برای بدست آوردن تغییر مکان‌ها نصب گردید. از LVDT1 برای بدست آوردن

۷- نحوه آزمایش

نیروی استاتیکی توسط یک جک هیدرولیکی با ظرفیت ۵۰ تن به اتصال وارد گردید. در شکل ۱۱ نحوه بار وارده و چگونگی اتصال

اساس رابطه ۲۰ می باشد) و نمونه دوم با طول گیرداری ۲۳ سانتی- متر (که برابر مقدار محاسباتی بر اساس رابطه ۲۰ می باشد) انجام گرفت. در شکل ۱۳ نحوه خرابی دو نمونه نشان داده شده اند. برای وضوح بهتر نحوه توزیع ترک و انتشار آن شکل ۱۴ به صورت گرافیکی آنرا نشان می دهد. همان طور که در شکل های ۱۳- الف و ۱۳- ح دیده می شود خرابی اتصال نمونه ۱ با گسترش ترک های فوقانی و تحتانی و بیرون آمدن قسمت فوقانی شمع از داخل بتن همراه می باشد. بنابراین، شمع در محل اتصال پلاستیک کامل نشده و مقاومت اتصال کمتر از مقاومت خمشی شمع می باشد. در حالی که در نمونه ۲ که از طول دفن شدگی کافی برخوردار است، نحوه توزیع ترک ها فقط در قسمت تحتانی قرار دارد و هیچ گونه جداشدگی در قسمت فوقانی و تحتانی میان شمع و کوله مشاهده نمی شود. لذا شمع در محل اتصال پلاستیک شده و اتصال به حداکثر مقاومت خود که همان مقاومت خمشی شمع فلزی می باشد، رسیده است (اشکال ۱۳ و ۱۴)

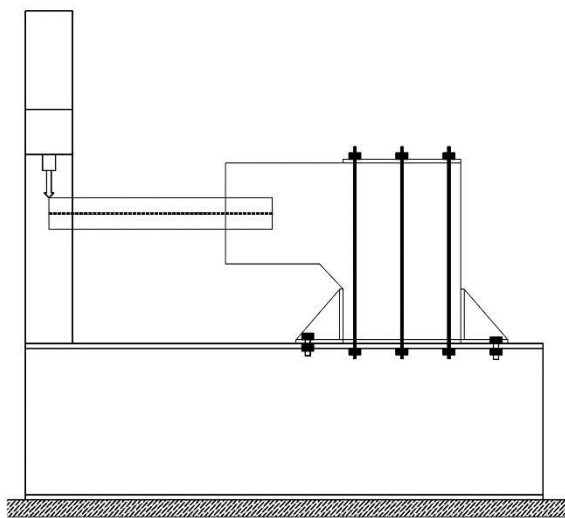
تغییر مکان نوک شمع و از LVDT1 و LVDT2 برای به دست آوردن دوران اتصال استفاده شده است.



شکل ۱۰- آزمایش مقاومت کششی فولاد شمع

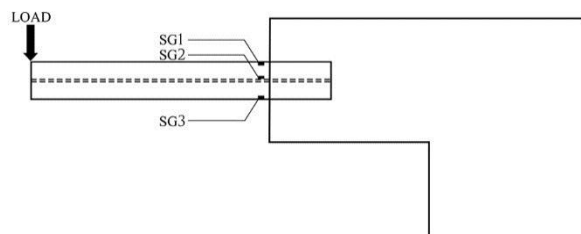
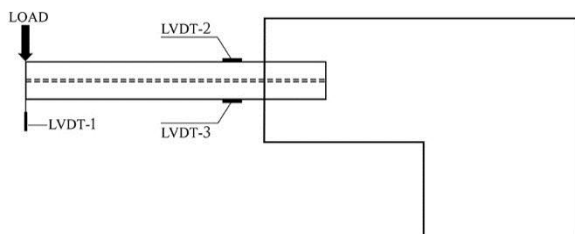
جدول ۳- مشخصات فولاد شمع ها

نمونه ها	مقاومت تسلیم (مگا پاسکال)	مقاومت نهایی (مگا پاسکال)	افزایش طول (درصد)
نمونه ۱	۲۷۴	۳۹۲	۳۴
نمونه ۲	۲۷۷	۳۷۹	۳۲
نمونه ۳	۲۶۷	۳۷۷	۳۶
میانگین	۲۷۲/۶۶	۳۸۲/۶۶	۳۴



شکل ۱۱- جزئیات نمونه آزمایشگاهی اتصال شمع به کوله

همچنین کرنش سنج هایی نیز مطابق شکل ۱۲ بر روی قسمت های مختلف شمع نصب گردید. نیروهای وارده، تغییر مکان ها و کرنش ها با استفاده از دیتالاگر نصب شده، برداشت گردید. بارگذاری به صورت کنترل نیرو بر روی هر دو نمونه یعنی نمونه اول با طول گیرداری ۱۳ سانتی متر (که کمتر از میزان محاسباتی بر

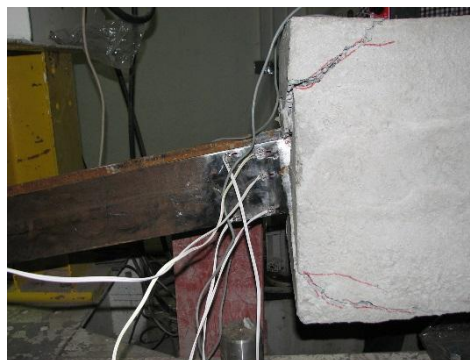


— : LVDT ■ : Strain Gage

شکل ۱۲- جزئیات نحوه اندازه گیری تغییر مکان، دوران و کرنش فولاد



ب: نحوه توزیع ترک در نمونه شماره ۲ (نمای جانبی)



الف: نحوه توزیع ترک در نمونه شماره ۱ (نمای جانبی)



د: نحوه توزیع ترک در نمونه شماره ۲ (نمای روبرو)



ج: نحوه توزیع ترک در نمونه شماره ۱ (نمای روبرو)

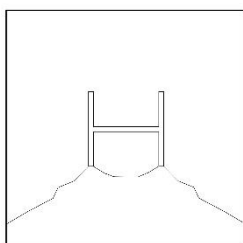


و: نحوه خمش تیر در نمونه شماره ۲

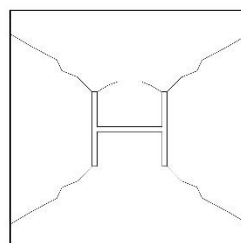


ح: نحوه خمش تیر در نمونه شماره ۱

شکل ۱۳- ترک و نحوه انتشار آن و نوع خرابی اتصال



ب: نحوه انتشار ترک در نمونه شماره ۲



الف: نحوه انتشار ترک در نمونه شماره ۱

شکل ۱۴- ترک و نحوه انتشار آن

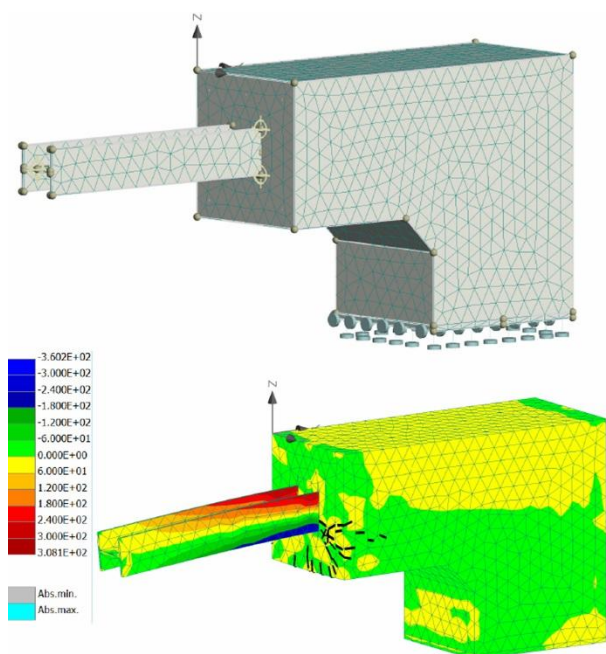
شکل ۱۴ تفاوت گسترش ترک‌ها را در دو نمونه نشان می‌دهد. در
شکل ۱۵ نمودار نیرو در مقابل تغییر مکان LVDT برای هر دو
نمونه آورده شده است. در این شکل نمونه با طول گیرداری ۱۳
سانتی‌متر نتوانسته است به مقاومت هدف یعنی F_p برسد. F_p مقدار
نیروی است که شمع در این آزمایش، در اثر آن به مقاومت
پلاستیک خود می‌رسد. این مقدار با تغییر در طول شمع تغییر خواهد

جدول ۵- درصد کرنش‌های شمع فولادی

	نمونه ۱	نمونه ۲
SG1(%)	۰/۰۰۱۴	۰/۰۲
SG2(%)	۰/۰۰۰۲	۰/۰۰۱۳
SG3(%)	۰/۰۰۰۶	۰/۰۱۵

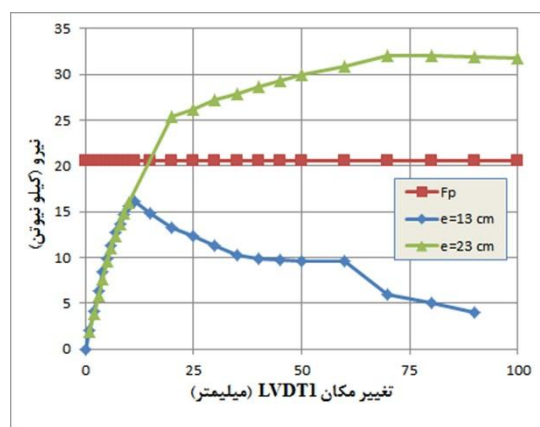
۸- مدل‌سازی اجزای محدود

برای ارزیابی و صحت‌سنجی نتایج آزمایشگاهی، مدل اجزای محدود نمونه ۲ (طول دفن شدگی ۲۳ سانتیمتر) با استفاده از نرم‌افزار ATENA [۲۶] ایجاد شد (شکل ۱۷). محل اتصال نمونه با زمین به صورت تکیه‌گاه گیردار کامل مدل گردید. در این مدل از عضو Solid-CCIsoBrick برای مدل‌سازی کوله بتنی و شمع فلزی استفاده شد. برای مدل‌سازی اتصال میان بتن و فولاد از عضو Contact-Gap استفاده شد. برای مدل‌سازی مشخصات رفتاری بتن از مدل پلاستیسیته حساس به محصورشدگی [۲۷] استفاده شد. برای مدل‌سازی رفتاری فولاد شمع از مدل فون‌میزس با سخت‌شدگی کرنشی استفاده گردید. اتصال تماسی بین فولاد و بتن با استفاده از مدل اصطکاکی کولمب مدل گردید. در این مدل عدد ۰/۴ برای ضریب اصطکاک بین فولاد و بتن مورد استفاده قرار گرفت. در مراجع مختلف - از جمله آیین‌نامه فرانسه - اعداد نزدیک به ۰/۴ را برای ضریب اصطکاک مورد استفاده قرار داده‌اند [۲۷].

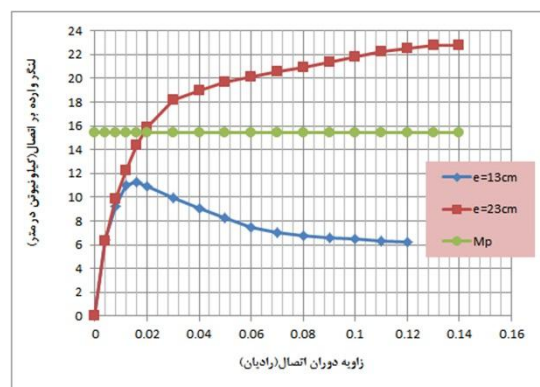


شکل ۱۷- مدل اجزای محدود (کانتور تنش‌های عمودی)

کرد ولی با توجه به اینکه در تمامی نمونه‌های آزمایشگاهی و تحلیل‌های عددی، طول شمع ثابت در نظر گرفته شده است، از این متغیر (Fp) به عنوان نیرویی که شمع در اثر آن به مقاومت پلاستیک خود می‌رسد (فقط در این آزمایش) استفاده شده است. در حالی که نمونه ۲ بدلیل طول دفن شدگی کافی مقاومت بیشتری نسبت به Fp داشته و در این حالت شمع در محل اتصال پلاستیک کامل شده است. در شکل ۱۶ نیز نمودار لنگر-دوران دو نمونه آورده شده است. همان‌طور که در این شکل دیده می‌شود، مقاومت اتصال نمونه ۲ توانسته به مقاومت خمشی شمع (Mp) برسد در حالی که مقاومت خمشی اتصال نمونه ۱ کمتر از مقاومت خمشی شمع فلزی می‌باشد. در جدول ۵ کرنش‌های نهایی نقاط مختلف دو نمونه آورده شده است. نتایج آزمایش کشش در شمع‌های فولادی نشان داد که میانگین کرنش تسلیم برای فولاد شمع مقدار (۰/۰۰۱۳۶) می‌باشد لذا مقادیر کرنش‌ها در نمونه ۱ نشان می‌دهد که فقط قسمت فوقانی شمع تسلیم شده و سایر قسمت‌های شمع هنوز رفتار خطی دارند ولی شمع در محل اتصال نمونه ۲ به مقاومت تسلیم رسیده و اتصال در نمونه ۲ به مقاومت خمشی شمع رسیده است.



شکل ۱۵- نمودار نیرو در مقابل تغییر مکان LVDT



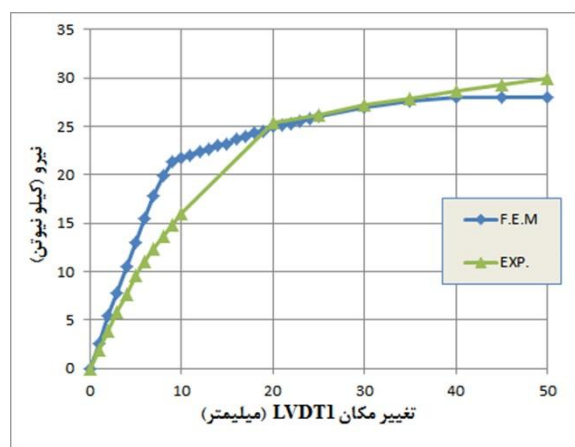
شکل ۱۶- نیز نمودار لنگر- دوران اتصال

- ۴- خرابی اتفاق افتاده در شمع با طول دفن شدگی کوتاه، در اثر گسیختگی بلوکی بتن و بیرون آمدن قسمت فوقانی شمع (نمونه شماره ۱) همراه بود.
- ۵- مدل سازی اجزای محدود با استفاده از نرم افزار ATENA تا حد قابل قبولی مقاومت اتصال را پیش بینی کرد. نحوه جداشدگی شمع از بتن و همچنین نحوه توزیع ترک به طور مناسبی مشاهده گردید.

۱۰- مراجع

- [1] Haj-Najib, R. (2002). "Integral abutment bridges with skew angles." Ph.D. dissertation, Univ. of Maryland, College Park, MD.
- [2] Kunin J, Alampulli S. (2000), "Integral abutment bridges current practice in United States and Canada", Journal of Performance of Constructed Facilities, ASCE2000; 14(3):104-11.
- [3] Burke Jr M. P. (2009) "Integral and Semi-Integral Bridges [Book]". - Oxford: John Wiley & Sons. Translated to Farsi by Barghian, M., Mirrezaei, S., Akhtar Publication.
- [4] 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.
- [5] Arsoy S. (2000), "Experimental and Analytical Investigations of Piles and Abutments of Integral [Report]", Doctoral Thesis. - Blackburg: Virginia Polytechnic Institute and State University.
- [6] Petursson Hans and Collin Peter IABSE Symposium Melbourne // Composite Bridges with Integral Abutments minimizing Lifetime Costs. - Melbourne.
- [7] Dicleli Murat, Albhaisi Suhail M. (2003), "Maximum length of integral bridges supported on steel H-piles driven in sand", Engineering Structures, 25:1491-504.
- [8] Dicleli Murat, Albhaisi Suhail M. (2004), "Performance of abutment-backfill system under thermal variations in integral bridges built on clay", Engineering Structures, 26:949- 62.
- [9] Park YH, Jung HS, Lee YS, Jung GJ. (2001), "Lateral behavior of impact-driven H piles used in integral abutment bridge", Journal of KSCE; 21(3C):207-23.
- [10] Park YH, Jung GJ, Kim SH. (2000), "Axial response of impact-driven H piles using integral abutment bridge", Journal of KSCE; 20(3C):281-90.

در شکل ۱۸ نمودار نیرو در مقابل تغییر مکان LVDT1 برای دو حالت تحلیلی و آزمایشگاهی آورده شده است. مقایسه دو نمودار نشان دهنده مطابقت خوب تغییر مکان ها می باشد. در تغییر مکان های کوچکتر (در محدوده خطی) تحلیل اجزای محدود مقادیر بیشتری نسبت به مقادیر آزمایشگاهی نشان داد. این تفاوت در سختی و مقاومت را می توان به این صورت توجیه نمود که شرایط گیردای کامل در مدل اجزای محدود اعمال شده است؛ در حالی که در عمل، ایجاد شرایط گیرداری کامل غیر ممکن است.



شکل ۱۸- نمودار نیرو در مقابل تغییر مکان LVDT1 برای دو حالت عددی و آزمایشگاهی

۹- نتایج

در این تحقیق روشی برای محاسبه طول دفن شدگی شمع فلزی به کوله بتنی پل های یکپارچه معرفی شد. با استفاده از مدل های عددی و آزمایشگاهی ساخته شده، رفتار این اتصال تحت بار جانبی بررسی گردید و نتایج زیر حاصل گردید.

۱- با افزایش طول دفن شدگی از ۱۳ سانتی متر ($\frac{e}{b_w} = 1.04$) به

۲۳ سانتی متر ($\frac{e}{b_w} = 1.84$) مقاومت خمشی اتصال دو برابر گردید.

۲- مقاومت خمشی نمونه ۲ (با طول دفن شدگی ۲۳ سانتی متر) به مقاومت خمشی شمع رسید.

۳- در صورت استفاده از طول دفن شدگی کافی، مقاومت خمشی اتصال، بیشتر از مقاومت خمشی شمع بوده و شمع به مقاومت خمشی خود می رسد و خرابی در اتصال روی نمی دهد.

- [24] Sherafati, A. and Azizinamini, A. (2015). "Flexible Pile Head in Jointless Bridges: Experimental Investigation." *J. Bridge Eng.*, 20(4).
- [25] Nilsson, M. (2008), "Evaluation of In-situ Measurements of Composite Bridge with Integral Abutments", thesis, Luleå University of Technology Department of Civil, Mining and Environmental Engineering Division of Structural Engineering.
- [26] Červenka, V., Červenka J., (2013), User's Manual for ATENA 3D Version 5.0.0.
- [27] Papanikolaou, V.K., and Kappos, A.J. (2007) "Confinement-sensitive plasticity constitutive model for concrete in triaxial compression", *International Journal of Solids and Structures*, 44(21):7021-7048.
- [28] Michel Raous, M'Hamed Ali Karray. , (2009), "Model coupling friction and adhesion for steel concrete interfaces". *International Journal of Computer Applications in Technology*, Inderscience, 34 (1):42-51.
- [11] Park YH, Nam MS. (2007). "Behavior of earth pressure and movements on integral abutments", *Journal of KSCE*; 26:949-62.
- [12] A. N. Kotsoglou, S. J. Pantazopoulou, (2009), "Assessment and modeling of embankment participation in the seismic response of integral abutment bridges", *Bull Earthquake Engineering*, Vol. 7, pp. 343-361.
- [13] Harries KA, Petrou MF. (2001), "Behavior of precast, pre-stressed concrete pile to cast-in-place cap connections". *PCI J*. July-August; 46(4):82-92.
- [14] Pam HJ, Park R. (1990), "Simulated seismic load tests on pre-stressed concrete piles and Pile-pile cap connections", *PCI J*; 35(6):42-61.
- [15] Silva P.F. (1998), "Experimental and Analytical Models to Predict the Response of Pile to Pile Cap Connections under Simulated Seismic Loads," Ph.D. Thesis, University of California at San Diego, La Jolla, CA.
- [16] Xiao Y. (2003), "Experimental studies on precast pre-stressed concrete pile to CIP concrete pile-cap connections". *PCI J*; 48(6):82-91.
- [17] Burdette EG, Jones WD, Fricke KE. (1983), "Concrete bearing capacity around large inserts", *ASCE Journal of Structural Engineering*; 109(6):1375-86.
- [18] Steunenbergh, M., Sexsmith, R., and Stierner, S. (1998). "Seismic behavior of steel pile to precast concrete cap beam connections". *Journal of Bridge Engineering*, 3(4):177-185.
- [19] Stephens, J. and McKittrick, L. (2005) "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.
- [20] Shama, A., A. and Mander, J.B. (2001). "Seismic Performance and Retrofit of Steel Pile to Concrete Cap Connections." *ACI Structural Journal*, 99(1):185-192.
- [21] Xiao, Y., Wu, H., Yaprak, T.T., Martin, G.R., Mander, J.B. (2006). "Experimental Studies on Seismic Behavior of Steel Pile-to-Pile-Cap Connections." *J. of Bridge Engineering*, ASCE, 11(2):151-159.
- [22] Jin-Hee Ahn, Ji-Hyun Yoon, Jong-Hak Kim, Sang-Hyo Kim. (2011), "Evaluation on the behavior of abutment-pile connection in integral abutment bridge", *Journal of Constructional Steel Research*, 67: 1134-1148.
- [23] Kappes, L., Berry, M., Stephens, J., and McKittrick, L. (2012) Concrete Filled Steel Tube Piles to Concrete Pile-Cap Connections. *Structures Congress* :581-590. doi: 10.1061/9780784412367.052

Analytical and Experimental Studies of Steel H-Pile Connection to the Integral Bridge Abutments under Lateral Loads

Seyed Saeed Mirrezaei

Ph.D. Student at the University of Tabriz, Faculty of Civil Engineering

Majid Barghian *

Associate Professor at the University of Tabriz, Faculty of Civil Engineering

Hosein Ghaffarzadeh

Associate Professor at the University of Tabriz, Faculty of Civil Engineering

Masoud Farzam

Assistant Professor at the University of Tabriz, Faculty of Civil Engineering

Abstract

Integral bridges are jointless bridges that typically are constructed with flexible foundations which include one row of steel H piles. Because the main criterion limiting the length of integral bridges is the lateral displacement capacity of their supporting piles, longer integral bridges can be built by increasing that capacity. Detailing and the embedded length of pile inside the abutment of the bridges have a key role to provide shear and flexural resistance of pile - abutment connections. In this paper, first, a theoretical method was developed by authors to calculate the required embedded length of the pile, based on the plastic moment of the steel pile. Then, to evaluate the efficiency of proposed theoretical method, two specimens of pile-abutment connections were constructed with different embedded lengths of pile inside the abutment. The results of the experiment in conjunction with numerical and analytical studies showed that by increasing the embedded length less than the proposed method to the value of more than the proposed method increased the flexural capacity of the joint up to 100%.

Keywords: Integral Bridge, Steel Pile-Abutment Connection, Flexural Strength of Steel Pile, Embedded Length of Pile.

* Corresponding Author: barghian@tabrizu.ac.ir