

بررسی اثر پیش تنیدگی در پایه‌های پل بتنی

متین اشرف خراسانی (دانشجوی کارشناسی ارشد)

گروه مهندسی عمران، واحد ناکستان، دانشگاه آزاد اسلامی، ناکستان، ایران

اصغر وطنی اسکویی* (دانشیار)

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تربیت دبیر شهید رجایی، تهران، ایران

سعید معدنی (استادیار)

گروه مهندسی عمران، واحد ناکستان، دانشگاه آزاد اسلامی، ناکستان، ایران

مهندسی عمران شهریه، زمستان ۱۳۹۷ (دوره ۲ - ۳۴، شماره ۴/۲، ص. ۱۳۱-۱۳۰، یادداشت نثی)

بتن مسلح پیش‌تنیده در اجزاء سازه‌یی، همچون سقف‌ها، عرشه‌ی پل‌ها، تیرها، و حتی ستون‌ها، عملکرد بهتری از بتن مسلح غیرپیش‌تنیده دارد؛ زیرا پیش‌تنیدگی علاوه بر افزایش سختی ساختاری و ظرفیت حمل باربری، مقاومت در برابر ترک خوردگی را نیز تقویت می‌کند. در پژوهش حاضر، به تأثیر کابل‌های پیش‌تنیده در پایه‌های پل پرداخته و نیز اثر پارامترهایی چون ارتفاع، میزان نیروی پیش‌تنیدگی، و مقاومت فشاری بتن در پلی در جنوب کشور به عنوان نمونه بررسی شده است. هدف از پژوهش حاضر، بررسی عملکرد کابل‌های پیش‌تنیدگی ستون‌های پل با ارتفاع‌های متنوع و همچنین تأثیر پارامترهای ذکر شده در سازه‌ی پیش‌تنیده بوده است. از این رو، پل را ابتدا مدل‌سازی و از طریق تحلیل طیفی، نیروهای هر ستون جداگانه استخراج و ستون‌ها با کابل و بدون کابل توسط روش اجزاء محدود تحلیل و آنالیز شده‌اند و عملکرد مطلوب ستون پیش‌تنیده به نسبت ستون غیر پیش‌تنیده از طریق مقایسه‌ی تنش‌ها، خسارت‌ها، و همچنین جابه‌جایی‌های دو نمونه به دست آمده است.

واژگان کلیدی: بتن پیش‌تنیده، پل، خسارت، جابه‌جایی، شریان‌های حیاتی.

matin.khorasani@yahoo.com
asvatani@gmail.com
s-maadani@yahoo.com

۱. مقدمه

راه‌ها و پل‌های ارتباطی، نقش بسیار مهمی در رونق اقتصادی جامعه دارند و خرابی آن‌ها در ارتباط‌های منطقه ایجاد اختلال می‌کند و گاهی خسارت ناشی از اختلال‌های مذکور از خسارت سازه‌یی وارده بسیار بیشتر است. برای نمونه پس از خرابی ۴۷ پل در اثر زلزله‌ی نهم فوریه‌ی سال ۱۹۷۱ سن فرناندو کالیفرنیا، سیستم ارتباطی و حمل‌ونقل منطقه به کلی فلج شد و خسارت‌های وارده به اندازه‌ی بود که دولت آمریکا برای جلوگیری از وقوع اتفاقی مشابه، سرمایه‌گذاری وسیعی برای بررسی رفتار و همچنین تقویت پل‌های باقی‌مانده انجام داد.^[۱] بنا به گزارش جنینگز، خسارت‌های وارده در اثر زلزله در آن سال در حدود ۱۵ میلیون دلار بوده است. از همین رو هزینه‌ی تقویت سازه‌های مهم بسیار کمتر از هزینه‌ی بازسازی و یا نوسازی آن‌ها پس از تخریب است. پیش‌تنیدگی یا پیش‌فشرده‌ی، بحث جدیدی نیست؛ همان‌گونه که در گذشته شبکه‌های چوبی را با استفاده از تخته‌های خمیده و با تسمه‌ی فلزی می‌ساختند. تسمه‌های فلزی با فشار به محل خود رانده می‌شدند، تا یک شبکه‌ی آب‌بند ساخته شود و یا چرخ در شبکه نیز مصداق همین موضوع است. به طرز مشابه با عبور دادن یک چرخ آهنی گرم شده به دور قطعه‌ی چوبی، چرخ پیش‌فشرده در موقع سرد شدن چرخ آهنی، منقبض می‌شد و طوقه‌ی چوبی چرخ را محکم در

بر می‌گرفت. بتن پیش‌تنیده (PC)^۱ در ستون‌ها و تیرهای پیش‌ساخته به دلیل ویژگی‌های مکانیکی منحصر به فرد و مزایای اجرایی در ساخت‌وسازها بیشتر از پیش مطالعه شده است. در طراحی این گونه سازه‌ها، به دلیل افزایش ضریب ایمنی سازه، پیش‌بینی بیشینه‌ی مقاومت سازه و عملکرد تغییر شکل آن‌ها بسیار حائز اهمیت است. امروزه از پیش‌تنیدگی در تمامی عرصه‌های ساخت و مهندسی استفاده‌های گوناگون می‌شود. از جمله پژوهش‌های انجام شده در رابطه با بحث پیش‌تنیدگی و پل‌ها می‌توان به مقایسه‌ی پیش‌تنیده کردن ستون‌های مسلح کوتاه در سال ۲۰۰۳،^[۲] که منجر به افزایش ظرفیت ستون‌ها و کاهش خسارت وارده به بتن شد، نام برد.^[۲] تونگ و همکاران در سال ۲۰۱۶، به بررسی عملکرد پل‌های بتنی پیش‌تنیده در برابر خزش در زمان طولانی پرداخته‌اند.^[۳] همچنین در پژوهشی در سال ۲۰۱۴، در مقایسه‌ی میزان خرابی پل‌ها و مقاوم‌سازی آن‌ها در حالت پیش‌تنیده در برابر لرزه، نتیجه گرفته شده است که با توجه به تقویت تکیه‌گاه‌ها و محل‌های اتصال عرشه به ستون‌ها، می‌توان عملکرد آن‌ها را بهبود بخشید.^[۴] در سال ۲۰۱۷، نیز برخی دیگر از پژوهشگران، شکل‌پذیری دهانه‌های مفصلی پل‌های پیش‌تنیده‌ی گیردار جعبه‌یی را در طول ساخت اندازه‌گیری کردند، که نتایج آن رابطه‌ی وابستگی شکل‌پذیری با مدت زمان بود.^[۵] در پژوهش حاضر، پل مورد مطالعه، پلی قوسی با شعاع دایره‌یی ۱۶۰ متر و طول قوس ۱۴۰ متر، عرض پل ۱۱/۸ متر، و با ۴ دهانه‌ی ۳۵ متری در جنوب کشور انتخاب شده است. اتصال عرشه‌ی پل به تکیه‌گاه‌ها و عرشه به

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۳۹۵/۹/۱۳، اصلاحیه ۱۳۹۵/۱۲/۱۴، پذیرش ۱۳۹۶/۲/۴.

DOI:10.24200/J30.2019.1447

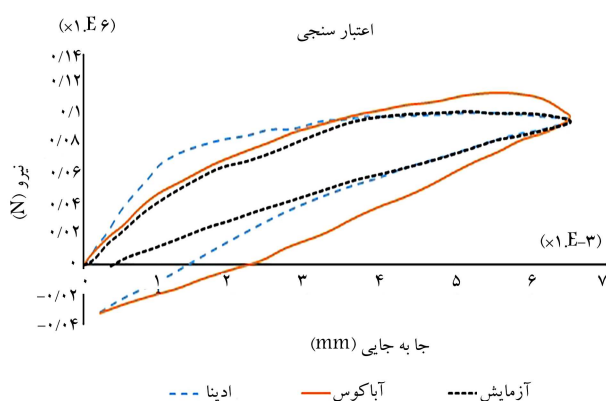
عددی، فرض نرم‌افزار به گونه‌ای است که میلگردهای مذکور تحت هیچ شرایطی از هم گسیخته نمی‌شوند، که در نتیجه‌ی آن درصدی خطا نیز وجود دارد. در نهایت نتایج به دست آمده با درصد خطای جزئی، تصدیق‌کننده‌ی درستی نتایج است.^[۲] نمونه‌ی ستون‌های پل فورگ در دو نمونه‌ی ستون‌های کناری با ارتفاع ۳۸٫۶۶ متر و ۴۸٫۴ متر با سطح مقطع ۵ × ۲ متر با ضخامت ۰٫۳۵ متر (شکل ۴) با مقطع جدار نازک است، که در ۲ متر بالایی مقطع توپراجرا شده است.^[۷] مقاومت فشاری بتن به کار رفته در ستون‌ها معادل مقاومت فشاری ۲۸ روزه‌ی نمونه‌ی استوانه‌یی، ۳۴٫۳ MPA و مقاومت تسلیم مشخصه‌ی فولاد مصرفی، ۳۹۲۴۰ MPA بوده است. برای محاسبه‌ی تعداد کابل‌های پیش‌تشدید در مقطع ستون، ابتدا ظرفیت محوری ستون توسط رابطه‌ی ۱، محاسبه و سپس مقدار کابل‌های پیش‌تشدید به نحوی محاسبه شد تا جاری نشوند، به همین منظور، در ابتدا مقدار پیش‌تشدیدگی ۰٫۰۳ ظرفیت

ستون‌ها با استفاده از نوپرن‌هایی با قابلیت برشی تأمین شده است. پل مذکور، سه ستون داشت، که ارتفاع آن‌ها ۵۵٫۷۸، ۳۸٫۶۶ و ۴۸٫۴۰ متر بوده است، که در پژوهش حاضر دو ستون کناری مورد بحث بوده است. برای ساده‌سازی و استخراج نیروهای منحصر به هر ستون، پل را در نرم‌افزار SAP مدل‌سازی و پس از آنالیز تحلیل طیفی، نیروهای هر ستون جداگانه به دست آمده است. اهداف کلی پژوهش حاضر عبارت‌اند از:

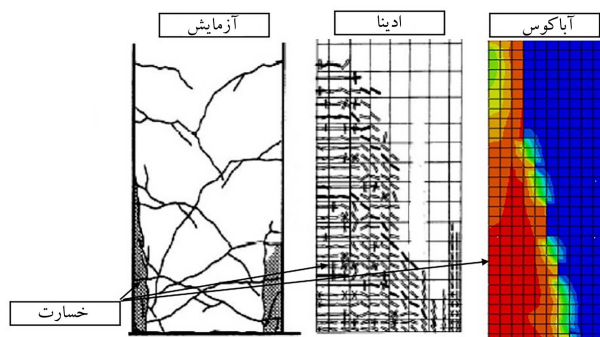
- تأثیر پیش‌تشدیدگی در ستون پل‌های بتنی،
- تأثیر ارتفاع ستون‌ها در پیش‌تشدیدگی،
- تأثیر مقاومت فشاری بتن در پیش‌تشدیدگی،
- تأثیر مقدار نیروی پیش‌تشدیدگی.

۲. مشخصات نمونه‌ها

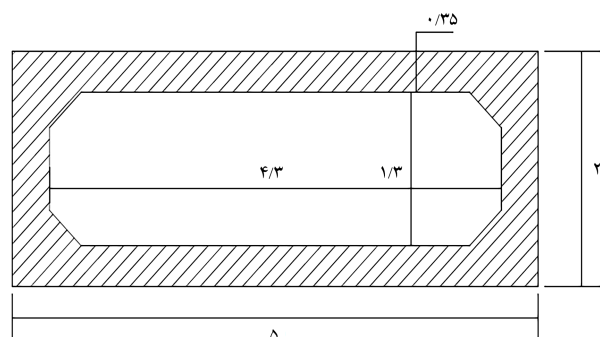
نمونه‌ی ۱ (شکل ۱) مربوط به ستون بتن مسلح به ابعاد ۰٫۳ × ۰٫۳ متر با ارتفاع ۱٫۲ متر با دو کابل پیش‌تشدید به قطر ۱۷φ میلی‌متر بررسی شده است. بار محوری ۳٫۴ مگاپاسکال و بار برشی آن در فاصله‌ی ۱ متری از پای ستون به آن وارد شده است. در ساخت نمونه‌ی مذکور از دو المان *Solid* و *Trust* استفاده شده است، به صورتی که بتن با استفاده از المان‌های *Solid* و میلگرد و کابل‌ها با المان *Trust* شبیه‌سازی شده‌اند. تعداد مش‌های المان *T3D2* (المان یک بعدی ۲ گره‌یی) برای میلگردها و کابل‌ها برابر ۱۶۴۲ و تعداد مش‌های المان *C3D8R* (المان سه بعدی ۸ گره‌یی) با حالت انتگرال‌گیری کاهش‌یافته برای بتن برابر ۴۰۰۰ بوده است. نتایج بر حسب نمودار نیرو - جابه‌جایی و کانتور خسارت مطابق شکل‌های ۲ و ۳ نشان داده شده است. شکل ۲، نشان‌دهنده‌ی کانتور خسارت‌های وارده به بتن بوده و در پای ستون در هر سه نمونه، در ناحیه‌های یکسان ترک ایجاد شده است. در نمونه‌ی *ABAQUS* در نواحی قرمز رنگ ترک ایجاد شده است. در شکل ۳، نتایج نمونه‌ی *ABAQUS* به مراتب اختلاف جزئی با نتایج آزمایشگاهی و نمونه‌ی *ADINA*، که توسط کاواکامی و همکاران در سال ۲۰۰۳ انجام شده است، دارد؛ که می‌توان آن را ناشی از عملکرد مطلوب نرم‌افزار *ADINA* در خسارت دانست و در مقایسه با نمونه‌ی آزمایشگاهی مشخص است که نمونه‌ی عددی همیشه نسبت به نمونه‌ی آزمایشگاهی، سختی بیشتری دارد. زیرا به طور مثال در نمونه‌ی واقعی، مرحله‌یی وجود دارد که میلگردها برشی (خاموت) از هم گسیخته شوند؛ ولی در نمونه‌های



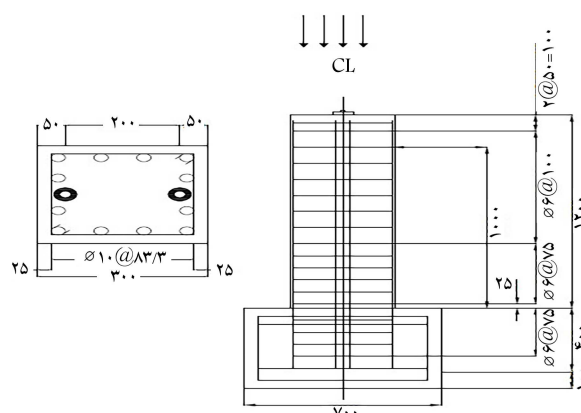
شکل ۲. نمودار نیرو - جابه‌جایی نمونه‌ی ستون ۱٫۲ متری.



شکل ۳. کانتور خسارت نمونه‌ی ستون ۱٫۲ متری.



شکل ۴. ابعاد مقطع ستون‌ها بر حسب متر.^[۷]



شکل ۵. جزئیات نمونه‌ی ستون بتن مسلح ۱٫۲ متری.^[۲]

محوری فرض شده است:

$$\phi[0.85f'_c(A_g - A_{st}) + A_{st}F_y]\phi P.(\max) = 0.8(\phi P.) \quad (1)$$

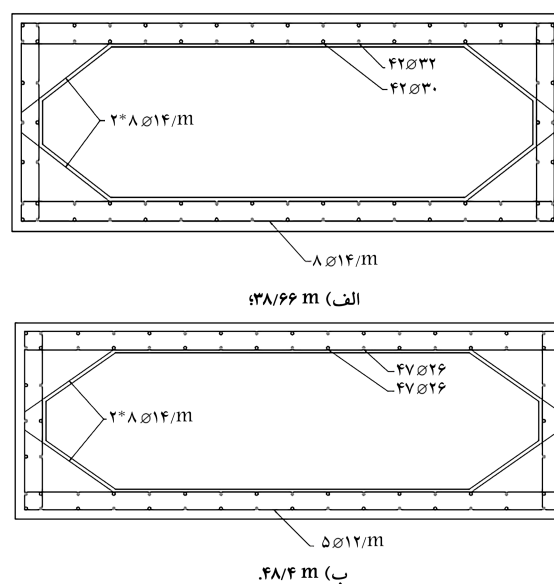
که در آن، کمیت‌های f'_c ، A_g ، A_{st} ، F_y و ϕ به ترتیب: مقاومت فشاری مشخصه‌ی بتن، مساحت کل مقطع، مساحت کل فولاد طولی، مقاومت تسلیم، و مشخصه‌ی ضریب کاهش هستند، که به ترتیب برابر 30 MPA ، 4.41 m^2 ، 0.47 m^2 ، 0.7 و 382.4 MPA و 0.7 هستند. با جای‌گذاری در رابطه‌ی ۱، ظرفیت محوری مطابق رابطه‌ی ۲ دست آمده است:

$$\phi P. = 10209600\text{ N} \quad (2)$$

البته آئین‌نامه‌ی آشتو^[۶] بیشینه‌ی بار مجاز برای خروج از مرکزیت صفر را برای ستون‌های با تنگ به 8% مقدار ظرفیت طرح محدود می‌کند. بنابراین مقاومت مقطع از رابطه‌ی ۳ به دست آمده است:

$$\phi P.(\max) = 0.8(\phi P.) = 81676800\text{ N} \quad (3)$$

جزئیات آرماتورگذاری دو نمونه‌ی ۳۸/۶۶ و ۴۸/۴ متر در شکل ۵ مشاهده می‌شود. برای طراحی کابل‌های پیش‌تنیده باید برای 0.3% مقدار مذکور، نیروی پیش‌تنیدگی لحاظ شود، که احتیاج به ۱۲ عدد کابل با نیروی پیش کشش 225000 N لازم است. کابل‌ها در ضلع ۵ متری به فاصله‌های ۱ متر و در ضلع ۲ متری به فاصله‌ی ۰/۶۶ متر از یکدیگر قرار داشتند. مشخصات کابل‌ها در جدول ۱ ارائه شده است.^[۸] سختی نوپن‌های اتصال عرشه به ستون و از طرفی سختی حاصل از خود ستون، که در سختی نهایی مؤثر بوده است، برای نمونه در جهت محور X برای ستون ۳۸/۶۶



شکل ۵. جزئیات آرماتورگذاری نمونه‌ها.

جدول ۱. مشخصات کابل مصرفی در نمونه‌های پایه‌های پل با ارتفاع ۳۸/۶۶ و ۴۸/۴ متر.^[۸]

قطر	مساحت	تنش نهایی	مدول یانگ	نیرو	ضریب
(mm)	(m ²)	(MPa)	(MPa)	(N)	پواسون
15/7 Wire	15/000	1770	195/000	225/000	0.3

به صورت روابط الی ۷ محاسبه شده است. سختی دیگر نمونه‌ها به این ترتیب محاسبه و در جدول ۲ ارائه شده است:

$$K_1 = K_{Neoprene} = \gamma \times \frac{GA}{t} = \gamma \times 982 = 6874 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$k_{2,x} = \frac{3EI_x}{L^2} = \frac{3 \times 151000 \sqrt{300} \times \frac{2 \times 5^2}{12}}{38.66^2} = 3361.5 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$\frac{1}{k_{P1,x}} = \frac{1}{k_1} + \frac{1}{k_2} = \frac{1}{6874} + \frac{1}{3361.5} \rightarrow k_{P1,x} = 2257.5 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

نیروهای به دست آمده از نرم‌افزار SAP برای بارگذاری نمونه در آباکوس نیز در جدول ۳ ارائه شده است.

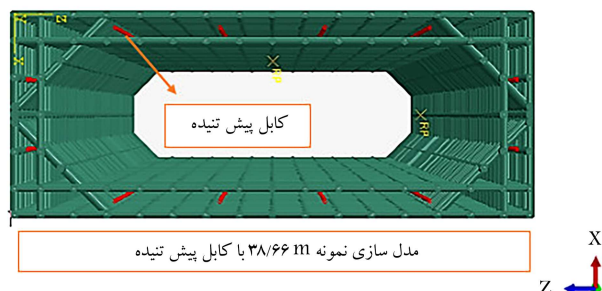
نمونه‌های دیگر با تغییر پارامترهایی همچون افزایش دو برابری تعداد کابل‌ها، کاهش نصف تعداد کابل‌ها، تغییر مقاومت فشاری بتن در نمونه‌ی ۳۸/۶۶ متری به ۳۹ و ۵۰ مگاپاسکال نیز بررسی شده است. سختی نمونه در بتن با مقاومت فشاری ۳۹ و ۵۰ مگاپاسکال در جدول ۲ ارائه شده است.

۳. مدل‌سازی و تحلیل

نمونه‌های ۳۸/۶۶ و ۴۸/۴ متری در نرم‌افزار ABAQUS بدون کابل‌های پیش‌تنیده و بار دیگر با احتساب کابل‌های پیش‌تنیده تحلیل شده‌اند. مدل‌سازی دو نمونه‌ی مذکور با توجه به مشخصات ذکر شده‌ی اخیر در نرم‌افزار ABAQUS از روش خسارت-خمیری^۲ مطابق شکل ۶ شبیه‌سازی شده است. نمونه‌های دیگر نیز همانند شکل ۶ شبیه‌سازی شده‌اند. خواص مواد براساس اطلاعات واقعی تعریف شده است. بتن تعریف شده با در نظر گرفتن خسارت با استفاده از نظریه‌ی بتن آسیب دیده معرفی شده است. میلگرد و کابل‌ها نیز به صورت غیرخطی در نظر گرفته شده‌اند. در ساخت نمونه‌ی مذکور از دو المان Solid و Trust استفاده شده است. به صورتی که بتن با استفاده از المان‌های Solid و میلگرد و کابل‌ها با المان Trust شبیه‌سازی شده‌اند. تعداد المان‌های مش‌بندی در نمونه‌ی ۳۸/۶۶ متر المان C3D20 (المان ۳ بعدی و ۸ گره‌یی) برابر ۴۹۰۴ مش و برای المان T3D20

جدول ۲. مشخصات سختی معادل نمونه‌ها.

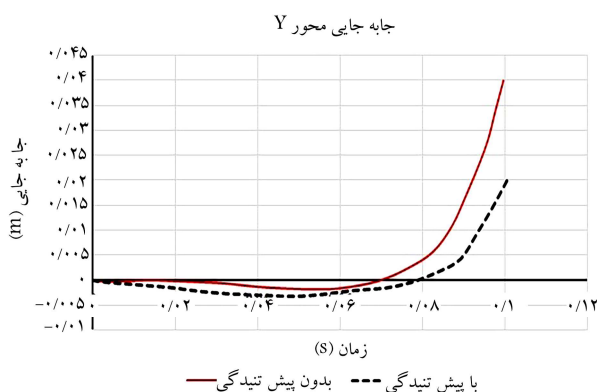
سختی معادل ستون (N/m)		
جهت X	جهت Y	
۲۰۲۱۰۰۰۰	۴۲۹۶۰۰۰	نمونه با ارتفاع ۳۸/۶۶ متر
۱۱۹۱۰۰۰۰	۳۵۰۳۰۰۰	نمونه با ارتفاع ۴۸/۴ متر
۲۲۰۱۰۰۰۰	۴۸۰۲۰۰۰۰	نمونه‌ی ۳۸/۶۶ متر با بتن ۳۹ مگاپاسکال
۲۳۹۲۰۰۰۰	۵۴۰۰۰۰۰۰	نمونه‌ی ۴۸/۴ متر با بتن ۵۰ مگاپاسکال



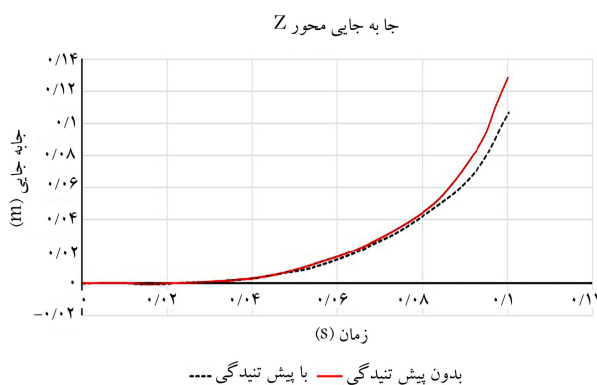
شکل ۶. مدل‌سازی نمونه‌ی ۳۳/۶۶ متر.

جدول ۳. بارگذاری نمونه‌های ۳۸/۶۶ و ۴۸/۴ متر.

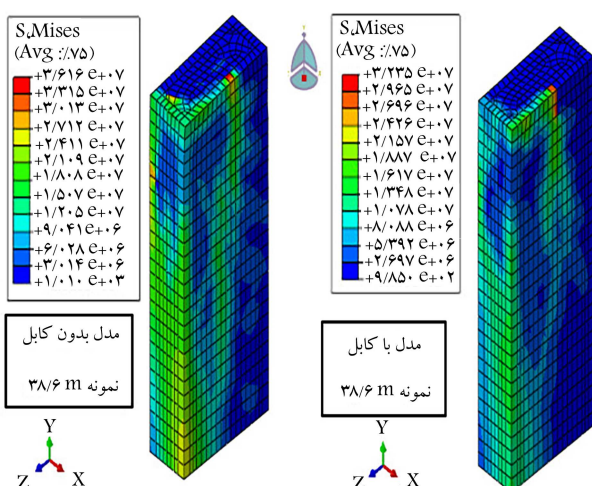
$M_T(Tonf - m)$	$M_T(Tonf - m)$	$T(Tonf - m)$	$v_T(TonF)$	$v_T(TonF)$	$P(ton)$
۵۴۷۹/۶	۲۲۸۳/۸	۱۱۲/۳	۹۱/۴	۱۷۳	۱۲۰۳/۴ متر ۳۸/۶۶
۴۴۱۴/۶	۱۹۶۹/۹	۱۰۵/۷	۹۳/۹	۱۳۷/۹	۱۲۸۲/۳ متر ۴۸/۴



شکل ۸. مقایسه‌ی جابه‌جایی در جهت Y نمونه‌ی پایه‌ی ۳۸/۶۶ متری با کابل و بدون کابل پیش‌تیده.



شکل ۹. مقایسه‌ی جابه‌جایی در جهت Z نمونه‌ی پایه‌ی ۳۸/۶۶ متری با کابل و بدون کابل پیش‌تیده.

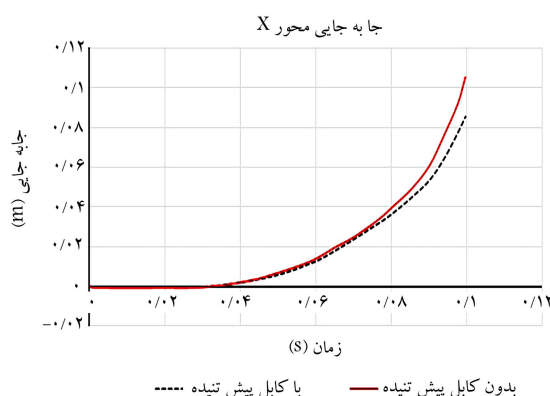


شکل ۱۰. مقایسه‌ی تنش پایه‌ی ۳۸/۶۶ متری پل فورگ با کابل و بدون کابل پیش‌تیده.

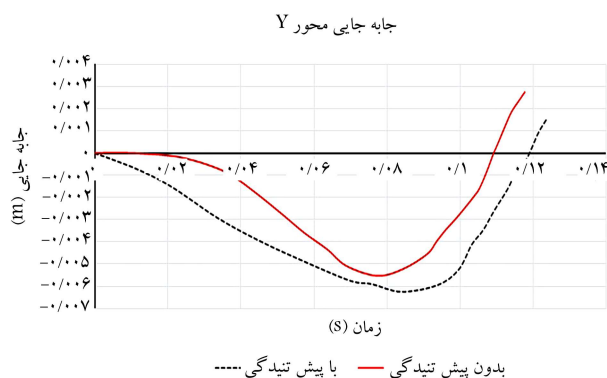
(المان یک بعدی و دوگه‌یی) برابر ۲۱۰۷۴ مش بوده و همچنین برای نمونه‌ی ۴۸/۴ متر، تعداد مش‌های المان $C3D8R$ برابر ۶۱۰۴ مش و برای المان $T3D2$ برابر ۳۳۶۵۸ مش استفاده شده است. مدل‌سازی در نرم‌افزار آباکوس نسخه‌ی ۶/۱۳ انجام شده است.^[۹] بارگذاری نمونه‌ها مطابق جدول ۳ انجام شده است، به طوری که ۳ نیرو در سه جهت و اعمال ۳ گشتاور نیرو هم‌زمان بر روی نمونه‌ها اعمال شده است. همچنین مدل‌سازی نمونه‌های افزایش و کاهش تعداد کابل و تغییر مقاومت فشاری بتن نیز مطابق موارد ذکر شده مدل‌سازی شده است. شرایط مرزی انتهای ستون، گیردار بوده و در ابتدای آن نیروهای وارده مطابق جدول ۳ اعمال شده است. نوع تحلیل، غیرخطی شبه استاتیکی بوده و به علت اهمیت خسارت از تحلیل‌گر $Explicit$ در شبیه‌سازی استفاده شده است. در بحث پیش‌تنگی، در ابتدا کابل در هر المان به ابتدای تحلیل اصلی انتقال داده شده است.

۴. نتایج

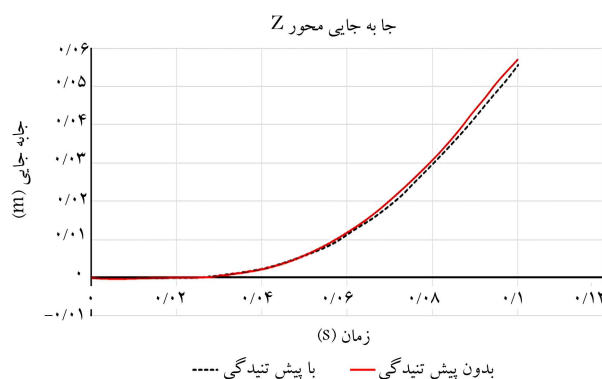
نتایج به دست آمده از نمونه‌های تحلیل شده براساس نمودارهای جابه‌جایی در سه جهت X، Y و Z و همچنین کانتور خسارت کششی و تنش وارده به آن‌ها بیان شده است. نمودار جابه‌جایی نمونه‌ی ۳۸/۶۶ متر با کابل‌های پیش‌تیده و بدون کابل‌های پیش‌تیده در شکل‌های ۷ الی ۹ و همچنین کانتور تنش و خسارت کششی آن‌ها در شکل‌های ۱۰ و ۱۱ مشاهده می‌شود. شکل ۷، جابه‌جایی محور X دو نمونه بدون کابل و با کابل پیش‌تیده را نشان می‌دهد. در پایان خسارت، جابه‌جایی نمونه‌ی بدون کابل ۱۰۶/۰ متر بوده است، که پس از پیش‌تنگی به ۸۵/۰ متر کاهش یافته است. شکل ۸، جابه‌جایی محور Y دو نمونه بدون کابل و با کابل پیش‌تیده را نشان می‌دهد. در پایان خسارت، جابه‌جایی نمونه‌ی بدون کابل ۴۰۵/۰ متر بوده است، که پس از پیش‌تنگی به ۲۰۰/۰ متر کاهش یافته است. شکل ۹، جابه‌جایی محور Z دو نمونه بدون کابل و با کابل پیش‌تیده را نشان می‌دهد. در پایان خسارت، جابه‌جایی نمونه‌ی بدون کابل ۱۴/۰ متر بوده است، که پس از پیش‌تنگی به ۱۱/۰ متر کاهش یافته است.



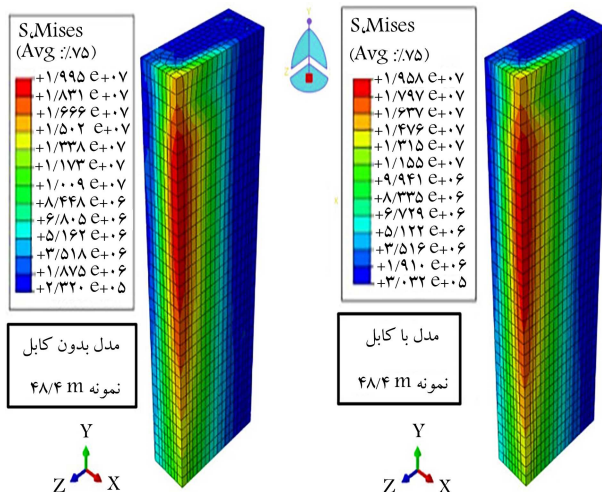
شکل ۷. مقایسه‌ی جابه‌جایی در جهت X نمونه‌ی پایه‌ی ۳۸/۶۶ متری با کابل و بدون کابل پیش‌تیده.



شکل ۱۳. مقایسه‌ی جابه‌جایی در جهت Y نمونه‌ی پایه‌ی ۴۸/۴ متری با کابل و بدون کابل پیش‌تنیده.

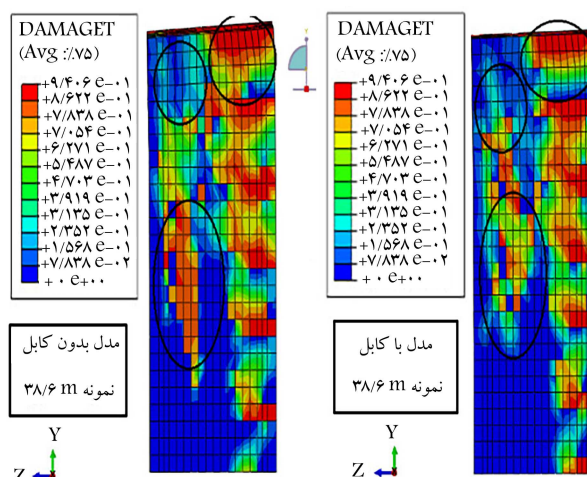


شکل ۱۴. مقایسه‌ی جابه‌جایی در جهت Z نمونه‌ی پایه‌ی ۴۸/۴ متری با کابل و بدون کابل پیش‌تنیده.

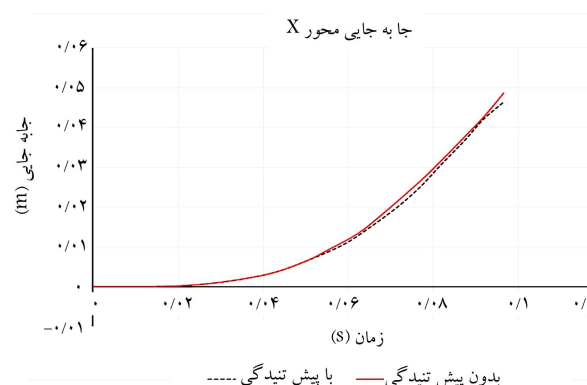


شکل ۱۵. مقایسه‌ی تنش پایه‌ی ۴۸/۴ متری پل فورگ با کابل و بدون کابل پیش‌تنیده.

افزایش چشمگیری داشته است. شکل ۱۴، جابه‌جایی محور Z دو نمونه‌ی بدون کابل و با کابل پیش‌تنیده را نشان می‌دهد. در نمودار مذکور، دو نقطه‌ی شروع خسارت و لحظه‌ی پایان خسارت بسیار حائز اهمیت است. در پایان خسارت، جابه‌جایی نمونه‌ی بدون کابل ۰/۵۷ متر بوده است، که پس از پیش‌تنیدگی به ۰/۵۵ متر کاهش یافته است. شکل ۱۵، تنش وارده به نمونه‌ها پس از تحلیل را نشان می‌دهد. در نمونه‌ی بدون کابل پیش‌تنیده، بیشینه‌ی تنش وارده به نمونه، ۱۹/۹۵ مگاپاسکال



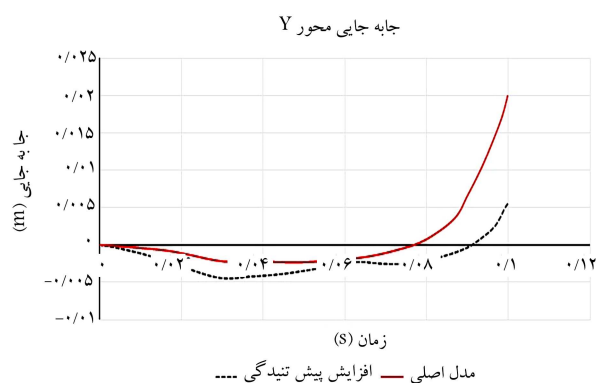
شکل ۱۶. مقایسه‌ی خسارت پایه‌ی ۳۸/۶۶ متری پل فورگ با کابل و بدون کابل پیش‌تنیده.



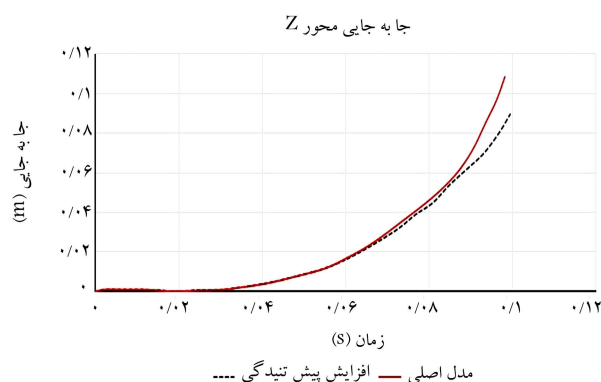
شکل ۱۷. مقایسه‌ی جابه‌جایی در جهت X نمونه‌ی پایه‌ی ۴۸/۴ متری با کابل و بدون کابل پیش‌تنیده.

متر کاهش یافته است. در نمودارهای مذکور، رنگ قرمز، نمونه‌ی بدون کابل و رنگ آبی، نمونه‌ی پیش‌تنیده است. شکل ۱۵، تنش وارده به نمونه‌ها پس از تحلیل را نشان می‌دهد. در نمونه‌ی بدون کابل پیش‌تنیده، بیشینه‌ی تنش وارد شده به نمونه، ۳۶ مگاپاسکال بوده است، در حالی که در نمونه‌ی با کابل، مقدار مذکور به ۳۲ مگاپاسکال کاهش یافته است. شکل ۱۱، کانتور خسارت در نمونه‌های بدون کابل و با کابل پیش‌تنیده را نشان می‌دهد. همان‌طور که در شکل‌ها مشخص است، میزان خرابی و همچنین گستردگی خسارت در نمونه‌ی با کابل به نسبت نمونه‌ی بدون کابل، کاهش چشمگیری یافته است.

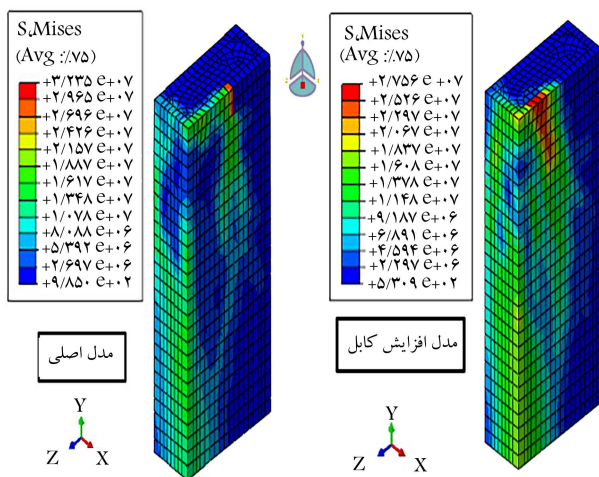
نمودار جابه‌جایی نمونه‌ی ۴۸/۴ متر با کابل‌های پیش‌تنیده و بدون کابل‌های پیش‌تنیده در شکل‌های ۱۲ الی ۱۴ مشاهده می‌شود و همچنین کانتور تنش و خسارت کششی آن‌ها در شکل‌های ۱۵ و ۱۶ ارائه شده است. شکل ۱۲، جابه‌جایی محور X دو نمونه‌ی بدون کابل و با کابل پیش‌تنیده را نشان می‌دهد. در پایان خسارت، جابه‌جایی نمونه‌ی بدون کابل ۰/۵۳ متر بوده است، که پس از پیش‌تنیدگی به ۰/۵۱ متر کاهش یافته است. شکل ۱۳، جابه‌جایی محور Y دو نمونه‌ی بدون کابل و با کابل پیش‌تنیده را نشان می‌دهد. در پایان خسارت، جابه‌جایی نمونه‌ی بدون کابل ۰/۲۷ متر بوده است، که پس از پیش‌تنیدگی به ۰/۲۵ متر کاهش یافته است. در پایان خسارت، جابه‌جایی (تحت فشار بودن) به نسبت شروع خسارت،



شکل ۱۸. مقایسه‌ی جابه‌جایی در جهت محور Y نمونه‌ی اصلی و نمونه‌ی افزایش مقدار پیش‌تنیدگی.



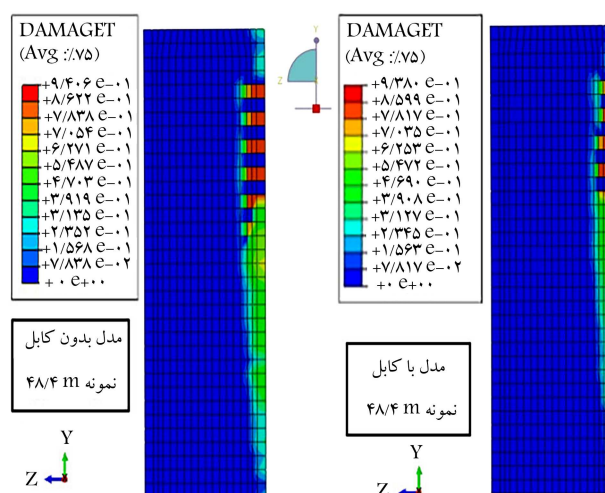
شکل ۱۹. مقایسه‌ی جابه‌جایی در جهت محور Z نمونه‌ی اصلی و نمونه‌ی افزایش مقدار پیش‌تنیدگی.



شکل ۲۰. مقایسه‌ی تنش وارده‌ی نمونه‌ی اصلی و نمونه‌ی افزایش مقدار پیش‌تنیدگی.

۲۷ مگاپاسکال کاهش یافته است. شکل ۲۱، کانتور خسارت در نمونه‌های اصلی و افزایش تعداد کابل پیش‌تنیده را نشان می‌دهد. همان‌طور که در شکل‌ها مشخص است، میزان خرابی خسارت در نمونه‌ی افزایش کابل به نسبت نمونه‌ی اصلی کاهش یافته است.

نمودار جابه‌جایی نمونه‌ی کاهش تعداد کابل‌های پیش‌تنیده در شکل‌های ۲۲ الی ۲۴ نشان داده شده است و همچنین کانتور تنش و خسارت کششی آن‌ها در



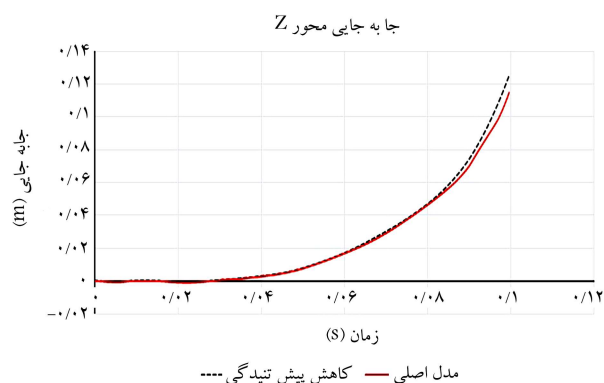
شکل ۱۶. مقایسه‌ی خسارت پایه‌ی ۴۸/۴ متری پل فورگ با کابل و بدون کابل پیش‌تنیده.



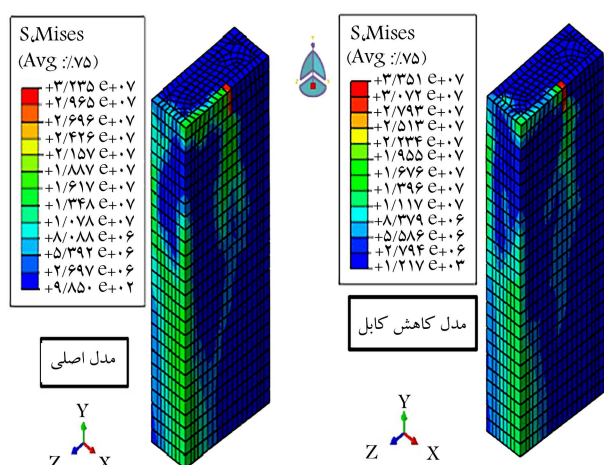
شکل ۱۷. مقایسه‌ی جابه‌جایی در جهت محور X نمونه‌ی اصلی و نمونه‌ی افزایش مقدار پیش‌تنیدگی.

بوده است؛ در حالی که در نمونه با کابل، مقدار مذکور به ۱۹/۵۸ مگاپاسکال کاهش یافته است. شکل ۱۶، کانتور خسارت در نمونه‌های بدون کابل و با کابل پیش‌تنیده را نشان می‌دهد. همان‌طور که در شکل‌ها مشخص است، میزان خرابی خسارت در نمونه با کابل به نسبت نمونه بدون کابل کاهش یافته است.

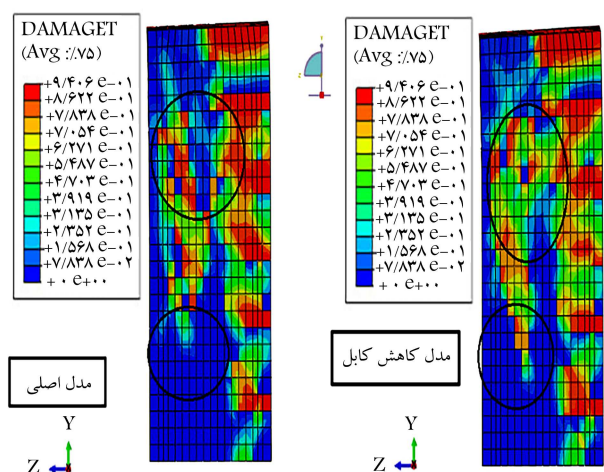
نمودار جابه‌جایی نمونه‌ی افزایش تعداد کابل‌های پیش‌تنیده در شکل‌های ۱۷ الی ۱۹ مشاهده می‌شود و همچنین کانتور تنش و خسارت کششی آن‌ها در شکل‌های ۲۰ و ۲۱ ارائه شده است. شکل ۱۷، جابه‌جایی محور X را نشان می‌دهد. در نمونه‌ی اصلی با ۱۲ عدد کابل جابه‌جایی در جهت X در پایان خسارت، جابه‌جایی نمونه‌ی اصلی ۰/۰۸۵ متر بوده است، که پس از افزایش مقدار پیش‌تنیدگی به ۰/۰۶۹ متر کاهش یافته است. شکل ۱۸، جابه‌جایی محور Y را نشان می‌دهد. در پایان خسارت جابه‌جایی نمونه‌ی اصلی ۰/۰۲ متر بوده است، که پس از افزایش پیش‌تنیدگی به ۰/۰۵۴ متر کاهش یافته است. شکل ۱۹، جابه‌جایی محور Z دو نمونه‌ی اصلی و نمونه‌ی افزایش تعداد کابل پیش‌تنیده را نشان می‌دهد. در پایان خسارت، جابه‌جایی نمونه‌ی افزایش کابل ۰/۱۱۴ متر بوده است، که پس از افزایش مقدار پیش‌تنیدگی به ۰/۰۹ متر کاهش یافته است. شکل ۲۰، تنش وارده به نمونه‌ها پس از تحلیل را نشان می‌دهد. در نمونه‌ی اصلی، بیشینه‌ی تنش وارد شده به نمونه، ۳۲ مگاپاسکال بوده است؛ در حالی که در نمونه با افزایش تعداد کابل، این مقدار به



شکل ۲۴. مقایسه‌ی جابه‌جایی در جهت محور Z نمونه‌ی اصلی و نمونه‌ی کاهش مقدار پیش‌تنیدگی.

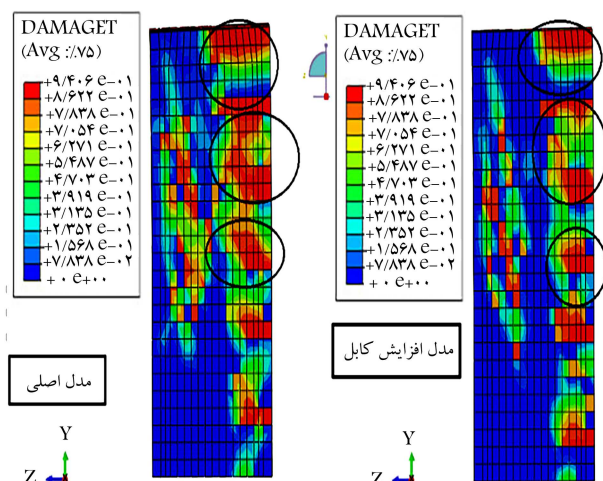


شکل ۲۵. مقایسه‌ی تنش وارده‌ی نمونه‌ی اصلی و نمونه‌ی کاهش مقدار پیش‌تنیدگی.

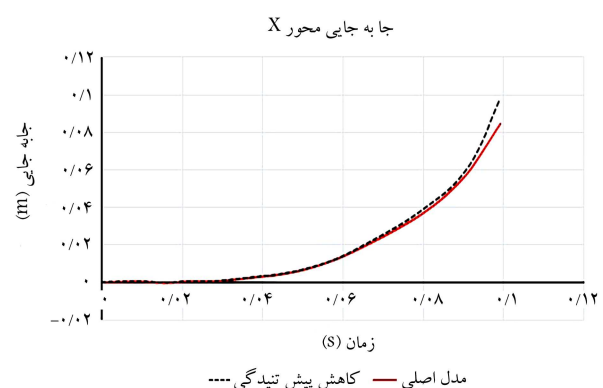


شکل ۲۶. مقایسه‌ی تنش وارده‌ی نمونه‌ی اصلی و نمونه‌ی کاهش مقدار پیش‌تنیدگی.

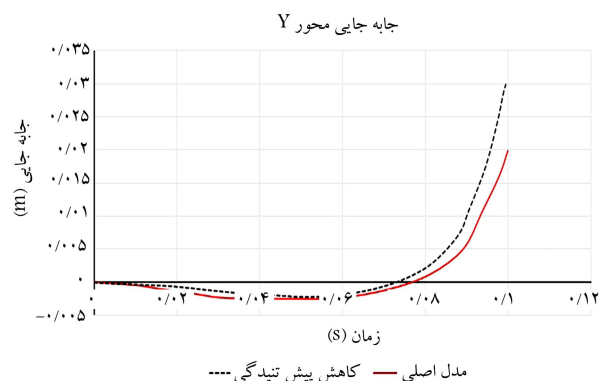
پیش‌تنیدگی به 0.3° متر افزایش یافته است. شکل ۲۴، جابه‌جایی محور Z دو نمونه‌ی اصلی و نمونه‌ی کاهش تعداد کابل پیش‌تنیده را نشان می‌دهد. در پایان خسارت، جابه‌جایی نمونه‌ی اصلی 0.114° متر بوده است، که پس از کاهش مقدار پیش‌تنیدگی به 0.13° متر افزایش یافته است. شکل ۲۵، تنش وارده به نمونه‌ها پس از تحلیل را نشان می‌دهد. در نمونه‌ی اصلی بیشینه‌ی تنش وارد شده به نمونه، ۳۲



شکل ۲۷. مقایسه‌ی خسارت وارده‌ی نمونه‌ی اصلی و نمونه‌ی افزایش مقدار پیش‌تنیدگی.



شکل ۲۸. مقایسه‌ی جابه‌جایی در جهت محور X نمونه‌ی اصلی و نمونه‌ی کاهش مقدار پیش‌تنیدگی.



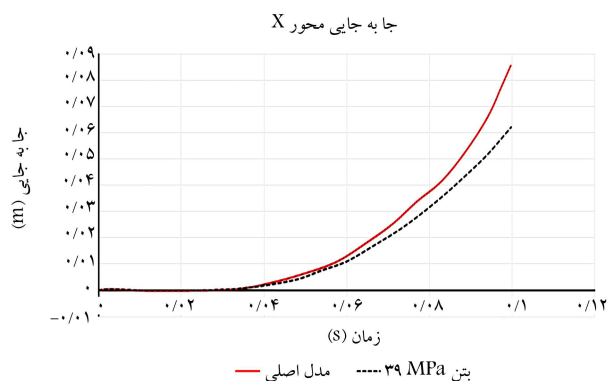
شکل ۲۹. مقایسه‌ی جابه‌جایی در جهت محور Y نمونه‌ی اصلی و نمونه‌ی کاهش مقدار پیش‌تنیدگی.

شکل‌های ۲۵ و ۲۶ مشاهده می‌شود. شکل ۲۲، جابه‌جایی محور X را نشان می‌دهد. در نمونه‌ی اصلی با ۱۲ عدد کابل جابه‌جایی در جهت X در پایان خسارت، جابه‌جایی نمونه‌ی اصلی 0.085° متر بوده است، که پس از کاهش مقدار پیش‌تنیدگی به 0.09° متر افزایش یافته است. شکل ۲۳، جابه‌جایی محور Y را نشان می‌دهد. در پایان خسارت، جابه‌جایی نمونه‌ی اصلی 0.02° متر بوده است، که پس از کاهش

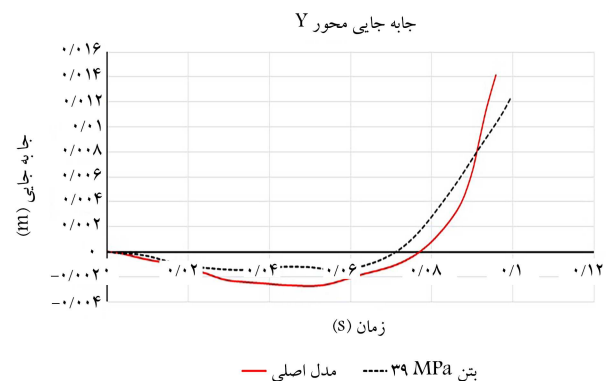
شکل‌های ۳۰ و ۳۱ مشاهده می‌شود. شکل ۲۷، جابه‌جایی محور X را نشان می‌دهد. در نمونه‌ی اصلی با بتن ۳۰ مگاپاسکال در جهت X در پایان خسارت، جابه‌جایی نمونه‌ی اصلی ۰/۰۸۵ متر بوده است، که پس از افزایش مقاومت فشاری بتن به ۰/۰۶۲ متر کاهش یافته است. شکل ۲۸، جابه‌جایی محور Y را نشان می‌دهد. در پایان خسارت جابه‌جایی نمونه‌ی اصلی، ۰/۰۲ متر بوده است، که پس از افزایش مقاومت فشاری بتن به ۰/۰۱۲ متر کاهش یافته است. شکل ۲۹، جابه‌جایی محور Z ، دو نمونه‌ی اصلی و نمونه‌ی بتن با مقاومت ۳۹ مگاپاسکال را نشان می‌دهد. در پایان خسارت، جابه‌جایی نمونه‌ی اصلی ۰/۱۱۴ متر بوده است، که پس از کاهش مقدار پیش‌تندگی به ۰/۰۷۸ متر کاهش یافته است. شکل ۳۰، تنش وارد شده به نمونه‌ها پس از تحلیل را نشان می‌دهد. در نمونه‌ی اصلی پیشینه‌ی تنش وارد شده به نمونه ۳۲ مگاپاسکال بوده است، در حالی که در نمونه افزایش مقاومت فشاری بتن این مقدار به ۲۹ مگاپاسکال کاهش یافته است. شکل ۳۱، کانتور خسارت در نمونه‌های اصلی و افزایش مقاومت فشاری بتن را نشان می‌دهد. همان طور که در شکل‌ها مشخص است، میزان خرابی خسارت

مگاپاسکال بوده است؛ در حالی که در نمونه با کاهش تعداد کابل، این مقدار به ۳۳ مگاپاسکال افزایش یافته است. شکل ۲۶، کانتور خسارت در نمونه‌های اصلی و کاهش تعداد کابل پیش‌تند شده را نشان می‌دهد. همان طور که در شکل‌ها مشخص است، میزان خرابی خسارت در نمونه‌ی کاهش کابل به نسبت نمونه‌ی اصلی افزایش یافته است.

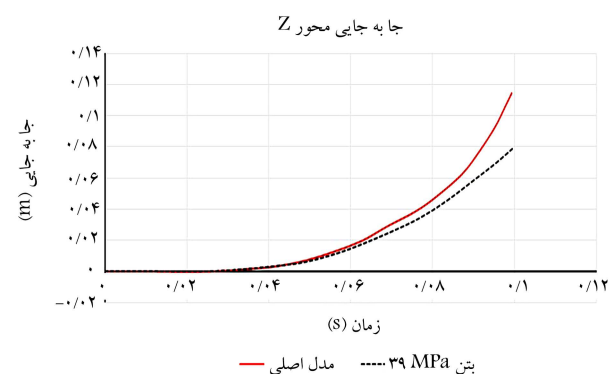
نمودار جابه‌جایی نمونه‌ی بتن با مقاومت ۳۹ مگاپاسکال در شکل‌های ۲۷ الی ۲۹ نشان داده شده است و همچنین کانتور تنش و خسارت کششی آن‌ها در



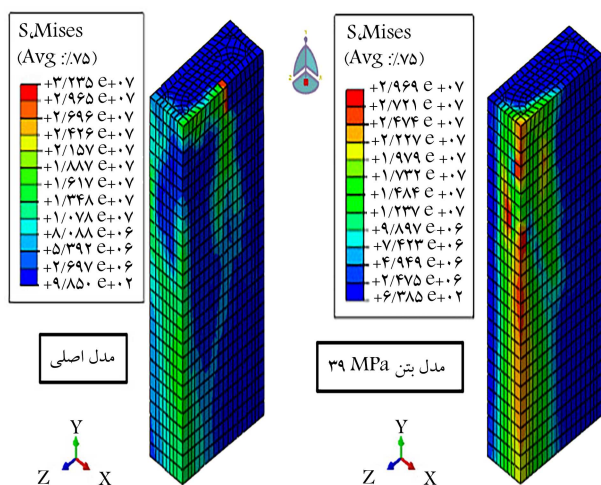
شکل ۲۷. مقایسه‌ی جابه‌جایی در جهت محور X نمونه‌ی اصلی و نمونه‌ی افزایش مقاومت فشاری بتن ۳۹ مگاپاسکال.



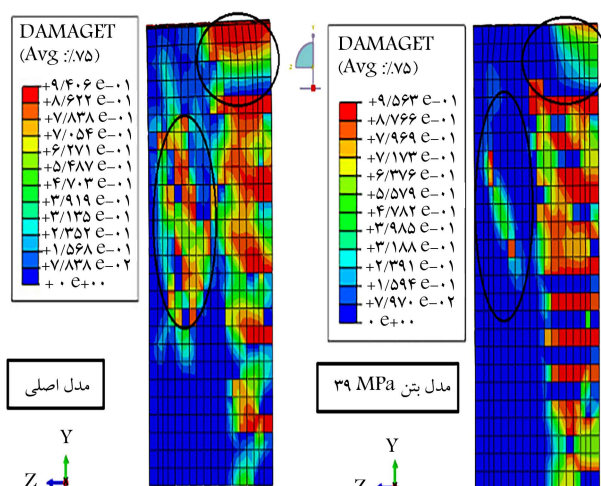
شکل ۲۸. مقایسه‌ی جابه‌جایی در جهت محور Y نمونه‌ی اصلی و نمونه‌ی افزایش مقاومت فشاری بتن ۳۹ مگاپاسکال.



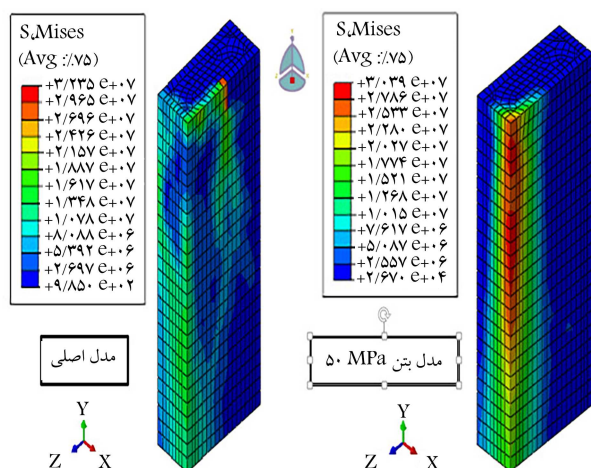
شکل ۲۹. مقایسه‌ی جابه‌جایی در جهت محور Z نمونه‌ی اصلی و نمونه‌ی افزایش مقاومت فشاری بتن ۳۹ مگاپاسکال.



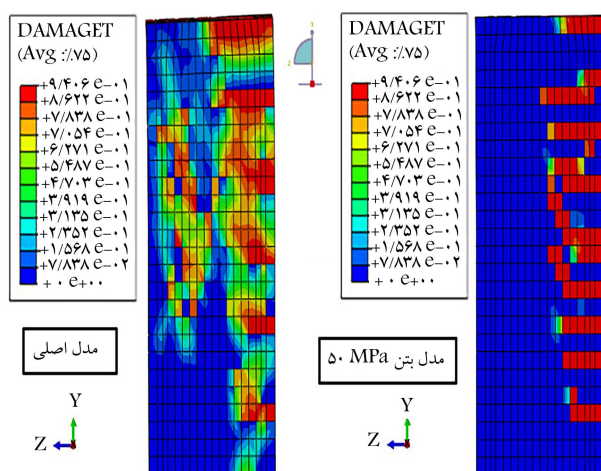
شکل ۳۰. مقایسه‌ی تنش وارد شده نمونه‌ی اصلی و نمونه‌ی افزایش مقاومت فشاری بتن ۳۹ مگاپاسکال.



شکل ۳۱. مقایسه‌ی خسارت وارد شده نمونه‌ی اصلی و نمونه‌ی افزایش مقاومت فشاری بتن ۳۹ مگاپاسکال.



شکل ۳۲. مقایسه‌ی تنش وارده‌ی نمونه‌ی اصلی و نمونه‌ی افزایش مقاومت فشاری بتن ۵۰ مگاپاسکال.

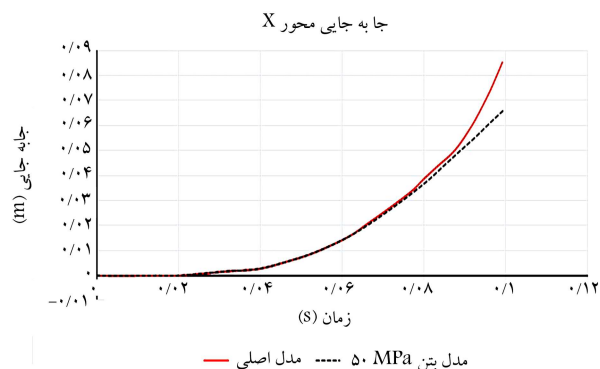


شکل ۳۳. مقایسه‌ی تنش وارده‌ی نمونه‌ی اصلی و نمونه‌ی افزایش مقاومت فشاری بتن ۵۰ مگاپاسکال.

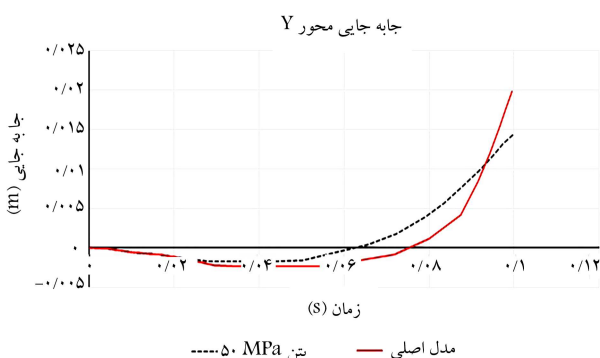
مقاومت فشاری بتن به 0.14 متر کاهش یافته است. شکل ۳۴، جابه‌جایی محور Z دو نمونه‌ی اصلی و نمونه‌ی بتن با مقاومت ۵۰ مگاپاسکال را نشان می‌دهد. در پایان خسارت، جابه‌جایی نمونه‌ی اصلی 0.114 متر بوده است، که پس از کاهش مقدار پیش‌تیدگی به 0.086 متر کاهش یافته است. شکل ۳۵، تنش وارده به نمونه‌ها پس از تحلیل را نشان می‌دهد. در نمونه‌ی اصلی، بیشینه‌ی تنش وارد شده به نمونه ۳۲ مگاپاسکال بوده است، در حالی که در نمونه‌ی افزایش مقاومت فشاری بتن، این مقدار به ۳۰ مگاپاسکال کاهش یافته است. شکل ۳۶، کانتور خسارت در نمونه‌های اصلی و افزایش مقاومت فشاری بتن را نشان می‌دهد. همان‌طور که در شکل‌ها مشخص است، میزان خرابی خسارت در نمونه‌ی افزایش مقاومت فشاری بتن به نسبت نمونه‌ی اصلی کاهش یافته است.

۵. مقایسه‌ی عملکرد نمونه‌ها

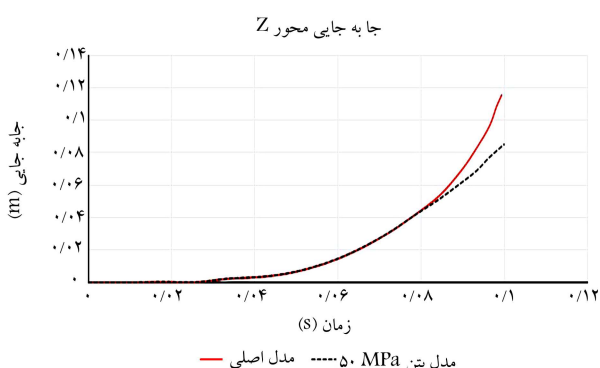
در جدول ۴، جابه‌جایی در ۳ جهت به ترتیب محورهای X ، Y و Z دو نمونه پایه 38.6 متر و 48.4 متر با کابل و بدون کابل‌های پیش‌تیده ارائه شده است.



شکل ۳۴. مقایسه‌ی جابه‌جایی در جهت محور X نمونه‌ی اصلی و نمونه‌ی افزایش مقاومت فشاری بتن ۵۰ مگاپاسکال.



شکل ۳۵. مقایسه‌ی جابه‌جایی در جهت محور Y نمونه‌ی اصلی و نمونه‌ی افزایش مقاومت فشاری بتن ۵۰ مگاپاسکال.



شکل ۳۶. مقایسه‌ی جابه‌جایی در جهت محور Z نمونه‌ی اصلی و نمونه‌ی افزایش مقاومت فشاری بتن ۵۰ مگاپاسکال.

در نمونه‌ی افزایش مقاومت فشاری بتن به نسبت نمونه‌ی اصلی کاهش یافته است.

نمودار جابه‌جایی نمونه‌ی بتن با مقاومت ۵۰ مگاپاسکال در شکل‌های ۳۲ الی ۳۴ نشان داده شده است و همچنین کانتور تنش و خسارت کششی آن‌ها در شکل‌های ۳۵ و ۳۶ مشاهده می‌شود. شکل ۳۲، جابه‌جایی محور X را نشان می‌دهد. در نمونه‌ی اصلی با بتن ۵۰ مگاپاسکال در جهت X در پایان خسارت، جابه‌جایی نمونه‌ی اصلی 0.086 متر بوده است، که پس از افزایش مقاومت فشاری بتن به 0.066 متر کاهش یافته است. شکل ۳۳، جابه‌جایی محور Y را نشان می‌دهد. در پایان خسارت، جابه‌جایی نمونه‌ی اصلی 0.02 متر بوده است، که پس از افزایش

جدول ۴. مقایسه‌ی نتایج جابه‌جایی‌های دو نمونه ستون ۳۸/۶ و ۴۸/۴ متری پل فورگ با کابل و بدون کابل.

جابه‌جایی Z	جابه‌جایی Y	جابه‌جایی X	
۰/۱۴	۰/۰۴۰۵	۰/۱۰۵	بدون کابل
۱۱.۰	۰/۰۲	۰/۰۸۵	پایه ۳۸/۶ متر با کابل
۲۱	۵۰	۱۹	درصد
۰/۰۵۷	۰/۰۰۲۷	۰/۰۵۳	بدون کابل
۰/۰۵۵	۰/۰۰۵۱	۰/۰۵۱	پایه ۴۸/۴ متر با کابل
۳/۵	-۸۸	۳/۷	درصد

جدول ۵. مقایسه‌ی نتایج نمونه‌های مقدار پیش‌تنیدگی و مقاومت فشاری بتن.

جابه‌جایی Z	جابه‌جایی Y	جابه‌جایی X	
۰/۱۱۴	۰/۰۲	۰/۰۸۵	نمونه‌ی اصلی
۰/۰۹	۰/۰۰۷۳	۰/۰۶۹	نمونه‌ی افزایش نیروی پیش‌تنیدگی
۲۱	۵۴	۱۸	درصد
۰/۱۳	۰/۰۳	۰/۰۹۸	نمونه‌ی کاهش نیروی پیش‌تنیدگی
-۱۴	-۵۰	-۱۵	درصد
۰/۰۷۸	۰/۰۱۲	۰/۰۶۲	نمونه‌ی بتن ۳۹ مگاپاسکال
۳۲	۴۰	۲۷	درصد
۰/۰۸۶	۰/۰۱۴	۰/۰۶۶	نمونه‌ی بتن ۵۰ مگاپاسکال
۲۴	۳۰	۲۲	درصد

۶. نتیجه‌گیری

تأثیر کابل‌های پیش‌تنیده در هر دو نمونه‌ی ۳۸/۶ و ۴۸/۴ متر در بخش خسارت دلالت بر آن دارد که از میزان آسیب در نمونه‌ها به نسبت نمونه‌های بدون کابل، مقدار قابل قبولی کاسته شده است. تنش‌های وارده در نمونه‌های با کابل در نمونه‌ی پایه‌ی ۳۸/۶ متری، ۱۱٪ و در نمونه‌ی ۴۸/۴ متری، ۰/۰۲٪ به نسبت تنش نمونه‌های بدون کابل کاسته شده است. تأثیر کابل‌ها در جابه‌جایی نمونه‌ها به ترتیب در سه جهت X ، Y ، و Z عملکرد مثبتی داشته و مقدار آن را کاهش داده است. ولی این تأثیر در نمونه‌ی کوتاه‌تر (نمونه‌ی ۳۸/۶ متر پررنگ‌تر بود). فرض طراحی کابل‌ها در دو نمونه، ۰/۰۳ ظرفیت محوری ستون‌ها بوده است، که در نمونه‌ی افزایش تعداد کابل‌ها این مقدار به ۰/۰۶ رسیده است و همان‌طور که در نتایج واضح است، هم در خسارت و هم در مقدار تنش، عملکرد ستون به نسبت نمونه‌ی ۱۲ کابل بهینه شده است و همچنین در بحث جابه‌جایی به خصوص محور Y ، تأثیر مثبتی داشته و بالعکس با کاهش این مقدار به ۰/۰۱۵، نتایج خسارت و تنش وارده افزایش و جابه‌جایی‌ها نیز افزایش یافته‌اند. با تغییر مقاومت فشاری بتن به ۳۹ و ۵۰ مگاپاسکال، خسارت و تنش به نسبت نمونه‌ی اصلی بهینه شده است، ولی میزان دو پارامتر مذکور در نمونه‌ی ۵۰ مگاپاسکال به نسبت نمونه‌ی ۳۹ مگاپاسکال کمتر بوده و همچنین جابه‌جایی‌ها در سه جهت در هر دو نمونه کمتر شده است؛ ولی در نمونه‌ی ۵۰ نیز به نسبت نمونه‌ی ۳۹ مگاپاسکال، مقدار کاهش جابه‌جایی مذکور کمتر بوده است، که نشان از آن دارد که افزایش مقاومت فشاری بتن از مقداری بیشتر در کنار نیروهای فشاری ناشی از کشش کابل‌ها، آثار منفی در رفتار سازه دارد.

می‌توان به این نتیجه رسید که وجود کابل‌های پیش‌تنیده، ابتدا تأثیر چشمگیری در

در پایه‌ی ۳۸/۶ متر، تأثیر پیش‌تنیدگی در تمام جهت‌های جابه‌جایی عملکرد مثبت داشته است، و جهت Y به نسبت محورهای دیگر تأثیر بیشتری نشان داده است، که با توجه به اینکه هم‌راستای محور کشش کابل‌ها بوده است، انتظار همین بوده است. تأثیر کابل‌های پیش‌تنیده در نمونه‌ی پایه‌ی ۴۸/۴ متر پل فورگ بالعکس نمونه‌ی دیگر در تمام جهت‌ها، مثبت نبوده است؛ بلکه با افزایش طول سازه، نیروی پیش‌تنیدگی نه فقط در محور هم‌راستا، عملکرد مطلوبی نداشته است، بلکه در جهت Y ، نمونه‌ی کابل‌ها جابه‌جایی تحت فشار را در نمونه افزایش داده‌اند، به حدی که ۸۸٪ جابه‌جایی ستون در جهت خلاف Y بیشتر از نمونه در حالت بدون کابل بوده است. در جهت‌های X و Z نیز تأثیر محسوسی نداشته و عملکرد کابل جزئی بوده است. در جدول ۵، جابه‌جایی نمونه‌های افزایش و کاهش تعداد کابل‌ها و افزایش مقاومت فشاری بتن در مقایسه با نمونه‌ی اصلی ارائه شده است. با افزایش ۱۰۰٪ پیش‌تنیدگی، جابه‌جایی در تمام جهت‌ها به خصوص جهت Y عملکرد بهتری به نسبت نمونه‌ی اصلی داشته است، ولی رشد آن در محورهای X و Z چشمگیر نبوده است. در مقابل، در نمونه‌ی کاهش تعداد کابل‌های پیش‌تنیده، جابه‌جایی در تمام جهت‌ها و نیز به خصوص محور Y عملکرد نامناسبی به نسبت نمونه‌ی اصلی داشته است، که انتظار هم این چنین بوده است. در نمونه‌ی بتن با مقاومت ۳۹ مگاپاسکال نیز جابه‌جایی در تمام جهت‌ها به خصوص محور Y مطلوب شده است. در نمونه‌ی بتن ۵۰ مگاپاسکال با تقویت بیشتر بتن به نسبت نمونه‌ی بتن ۳۹، عملکرد مطلوب نمونه کمتر بوده است. اگر چه در نمونه مذکور در تمام جهت‌ها، میزان جابه‌جایی‌ها نیز کاهش یافته است، ولی این مقدار از بتن ۳۹ کمتر بوده است، که این گواه از آن است که رفته‌رفته با تقویت بیش‌از حد بتن علاوه بر آن از میزان بهبود نتایج کاسته شده است، در نهایت با ساخت نمونه‌های بعدی با بتن قوی‌تر از ۵۰ مگاپاسکال مقدار جابه‌جایی افزایش یافته است و نتیجه‌ی عکس دارد.

خسارت و تنش تأثیر آن در جابه‌جایی در هر جهت محوری، تقریباً یکسان و چشمگیر بوده است. لازم به ذکر است نتایج حاصل از پژوهش حاضر در پلهایی صدق می‌کند که همانند نمونه، مقدار نیروی محوری ناشی از بارهای خارجی در پایه نسبت به ظرفیت محوری پایه کمتر است.

ترک‌های حاصل در قسمت‌های تحت نیروی کشش در سازه داشته است و پس از آن در جابه‌جایی سازه به ویژه محور هم‌راستای کابل دارد. برای افزایش تأثیر مطلوب کابل‌ها با توجه به نتایج پارامترهای ذکر شده، می‌توان بهینه‌ترین حالت در پژوهش حاضر را افزایش مقاومت بتن به ۳۹ مگاپاسکال دانست، زیرا با توجه به کاهش

پانوشتها

1. pre-stressed concrete
2. plastic-damage

منابع (References)

1. Jennings, P.C. "Engineering features of san fernando earthquake", *Institute of Technology, California*, EERL 71-02 (June, 1971).
2. Kawakami, M. and Ito, T. "Nonlinear finite element analysis of prestressed concrete members using AD-INA", *Computers and Structures*, **81**(8-11), pp. 727-734 (2003).
3. Tong, T., Liu, Z., Zhang, L. and et al. "Long-term performance of prestressed concrete bridges under the intertwined effects of concrete damage, static creep and traffic-induced cyclic creep", *Engineering Structures*, **127**, pp. 510-524 (2016).
4. Caterino, N., Maddaloni, G. and Occhiuzzi, A. "Damage analysis and seismic retrofitting of a continuous prestressed reinforced concrete bridge", *Case Studies in Structural Engineering*, **2**, pp. 9-15 (2014).
5. Akl, A., saidi, S. and Vosooghi, A. "Deflection of in-span hinges in prestressed concrete box girder bridges during construction", *Engineering Structures*, **131**, pp. 293-310 (2017).
6. *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications-Load and General Information*, The University of Cincinnati (2010).
7. Rahimian, M. "Determine Dynamic Properties of Reinforced Concrete Arch Bridge In the City of Shiraz, Bandar Abbas to Environmental Vibrations Methods", M.Sc. thesis, University of Tehran (1371).
8. Mahmoodzadeh, I. *Design of Prestressed Concrete Structures*, University of Tehran, Iran (1390).
9. Dassault System's Simulia Corp., *The ABAQUS 6.13 Software Manual*, Providence, RI, USA (2013).