



آنالیز شکست برج های انتقال نیرو

احمد شوشتری^۱، مصطفی صالحی احمدآباد^۲، وهاب اسمعیلی^۳، علیرضا نقوی ریابی^۴

دانشکده مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد

ashoosht@um.ac.ir

خلاصه

تخمین ظرفیت سازه های برج های انتقال نیرو به منظور ارزیابی دقیق خطوط انتقال و همچنین طراحی مناسب، ضروری می باشد. اما از آنجاکه طراحان براساس تحلیل های کشسان و بدون در نظر گرفتن اثرات خروج از مرکزیت بار در مقاطع نبشی و لغزش در اتصالات پیچی، این سازه ها را طراحی می کنند، درک رفتار واقعی این گونه سازه ها ضروری به نظر می رسد. از طرفی در تست های آزمایشگاهی در مقیاس واقعی مشاهده می شود که اختلاف زیاد در ظرفیت باربری و تغییر مکان های نهایی نمونه نسبت به آنچه که از تحلیل الاستیک به دست می آید، وجود دارد. در این مقاله مدل های عددی ارائه شده برای تحلیل دقیق برج های شبکه ای انتقال با اعضای نبشی مورد بررسی قرار گرفته است. بدین منظور از نرم افزار OpenSees برای انجام تحلیل ها استفاده شده است. برای بررسی رفتار اتصالات این گونه سازه ها، مدل استاتیکی مناسبی در نرم افزار وارد شده و از مدل تیرستون غیر خطی موجود در نرم افزار برای مدل سازی اجزای میله ای سازه استفاده شده است. به منظور بررسی صحت مدل سازی نیز نتایج اخذ شده از تحلیل عددی با آزمایش مقایسه گردید. نتایج تحلیل نشان می دهد، مدل هایی که اثر لغزش در اتصالات را در نظر نمی گیرند، رفتاری سخت تر با ظرفیت نهایی بیش تر را نشان می دهند و در نظر گرفتن لغزش در اتصالات پاسخ هایی بسیار مناسب و دقیق به دست خواهد داد.

کلمات کلیدی: برج های شبکه ای انتقال، OpenSees، لغزش اتصالات پیچی، اعضای نبشی، تحلیل غیرخطی

۱. مقدمه

برج های انتقال از عناصر حیاتی در خطوط انتقال هوایی می باشند. این عناصر، نقش مهمی در عملکرد سیستم های تولید برق ایفا می نمایند. این برج ها عمدتاً از اعضای با مقطع نبشی و با اتصالات پیچی ساخته می شوند. بنابراین بارگذاری این سازه ها با خروج از مرکزیت در محل اتصال همراه خواهد بود. تنوع اتصالات از دیدگاه های مختلف، تحلیل دقیق برج ها را به کمک روش های خطی کلاسیک با دشواری مواجه می سازد. افزون بر این به منظور ارزیابی قابلیت اطمینان خطوط انتقال و طراحی های مناسب جهت مهار برج ها، به ظرفیت نهایی آن ها نیاز بوده، بنابراین نمی توان از اثرات غیرخطی هندسی و مواد، همچنین لغزش در اتصالات چشم پوشی کرد. با این وجود بسیاری از برج های انتقال ساخته شده در سراسر دنیا بر پایه ی تئوری های الاستیک خطی و مدل های خرابی ایده آل محاسبه و اجرا شده اند.

آلبرمانی و همکاران [۱]، روش هایی برای مقاوم سازی برج های انتقال ارائه دادند و عملکرد آن ها را به صورت آزمایشگاهی و عددی مورد سنجش قرار دادند. یکی از این روش ها محدود کردن تغییر شکل های برون صفحه ای هر وجه برج، با افزودن یک دیافراگم می باشد. در سال ۱۹۹۶ میلادی، سانتاکومار و آلام [۲]، یک برج انتقال به ارتفاع ۳۴ متر و ظرفیت ۲۲۰ کیلوولت را تحت آزمایش قرار دادند. آنان دریافته اند که کماتش اعضای پایه ی برج و اعضای مقاطع پایینی، باعث شکست برج انتقال شده اند. آنان بر پایه ی نتایج آزمایش، کاهش حداکثر نسبت لاغری از ۱۵۰ به ۱۱۰ پیشنهاد نمودند. مومامورا و همکاران [۳] و او کامورا و همکاران [۴]، مشخصات دینامیکی برج های انتقال در مناطق کوهستانی را بر پایه ی داده های ارتعاشی ناشی از باد و همچنین بر پایه ی تحلیل عددی، مورد بررسی قرار دادند. در سال ۱۹۹۸ میلادی کیم و لی [۵]، یک برج انتقال به ارتفاع ۷۸ متر و ساخته شده از مقاطع لوله را تحت آزمایش قرار دادند. در سال ۲۰۰۷ میلادی، مون و همکاران [۶]، مدلی نیم مقیاس به منظور ارزیابی رفتار و مود شکست یک برج انتقال موجود تحت بار باد را تحت آزمایش قرار دادند. تحلیل عددی مقدماتی نیز به منظور ارزیابی پایداری و نیروی عضو نمونه تحت بار طراحی، انجام شد. آنان دریافته اند که کماتش موضعی

^۱ استادیار گروه مهندسی عمران

^{۲،۳} دانشجوی کارشناسی ارشد سازه

^۴ دانشجوی دکتری سازه



اتصالات اعضای پایه، از نیروی خروج از محوری حاصل از تغییر شکل‌های نامتوازن، ناشی می‌گردد. پترسون [۷] و مارجرسون [۸]، در جریان آزمایش یک برج شبکه‌ای انتقال در مقیاس واقعی دریافتند که انحراف محاسبه شده از تحلیل الاستیک خطی بسیار کمتر از مقادیر به دست آمده از آزمایش خواهد بود. مقادیر به دست آمده از آزمایش حتی گاهی به سه برابر مقادیر محاسباتی می‌رسد. در گذشته این اختلاف به دلیل اعمال ضرایب اطمینان در طراحی اتصالات و اعضا، جبران می‌گردد. هر چند به منظور ارزیابی بهتر مودهای شکست و ظرفیت برج در بارهای نهایی، نیاز به دقت بیشتری در تحلیل خواهد بود. چنانچه تغییر شکل‌های اعضای برج در محدوده الاستیک باقی بمانند، اختلاف بین مدل‌های تحلیل خطی و پاسخ واقعی برج، از دو مسأله ناشی می‌شود: نخست، اثرات مرتبه دوم حاصل از خروج از مرکزیت اتصال؛ و دیگری اثرات لغزش در اتصالات پیچی که باعث تشدید اثرات مرتبه دوم خواهد شد. نایت و سانتاکومار [۹]، آزمایش‌هایی بر روی یک چهارم پایین‌ترین پانل برج انتقال در مقیاس واقعی ترتیب داده و به مقایسه‌ی مقادیر اندازه‌گیری شده با نتایج تحلیل کلاسیک پرداختند. آنان دریافتند که تنش‌های ثانویه ناشی از اثرات اتصال پیچی می‌تواند اعضای پایه را، حتی تحت شرایط بارگذاری نرمال، به سوی شکست سوق دهد. در سال‌های ۲۰۰۸ و ۲۰۰۹ میلادی، چان و همکاران [۱۰-۱۲]، به مقایسه‌ی بارهای شکست آزمایشگاهی برای میله‌های تک نبشی با مقادیر تخمین زده شده توسط معادلات آیین‌نامه‌ی طراحی و نتایج تحلیل عددی پرداختند. آنان نتیجه گرفتند که با در نظر گرفتن هر دو اثر گیرداری اتصال و خروج از مرکزیت، می‌توان به تخمین‌های مناسب‌تری از بار نهایی دست یافت. شایان توجه است که گیرداری اتصال باعث افزایش ظرفیت عضو در مقایسه با اتصال مفصلی ایده‌آل شده و خروج از محوری منجر به کاهش ظرفیت در مقایسه با بارگذاری هم‌محور ایده‌آل می‌گردد.

به منظور دستیابی به تخمین‌های دقیق‌تر از پاسخ برج انتقال فولادی شبکه‌ای توسط تحلیل اجزای محدود، لی و مک کلار [۱۳]، جزء محدود تیر-ستون با مقطع نبشی ارائه کردند که در تخمین پاسخ و ظرفیت نهایی اعضای نبشی به کار رفته در برج‌های شبکه‌ای، با در نظر گرفتن بارگذاری برون محور و شرایط محدود کننده و نیز رفتار غیرخطی هندسه و مواد، موفق بوده است [۱۴]. مطالعات مدل‌سازی پیشرفته و مکمل در این زمینه توسط آلبرمانی و همکاران [۱۵-۱۶] در سال ۱۹۹۲ میلادی، صورت پذیرفت. با وجود پژوهش‌های گسترده در این زمینه، هنوز تخمین‌های عددی این مدل‌های عددی، با نتایج آزمایش اختلاف داشته و این اختلاف به اثرات لغزش اتصال نسبت داده می‌شود. در سال ۱۹۹۴ میلادی، کیتیپورچای و همکاران [۱۷]، اتصالات پیچی برج شبکه‌ای را با لغزش آنی و همچنین پیوسته مدل کردند. نتایج مدل‌سازی حکایت از آن داشت که اگرچه لغزش اتصال، اثرات عمده‌ای بر تغییر شکل مورد انتظار برج دارد؛ بر نتایج تحلیل تنش، کم اثر بوده و بر ظرفیت نهایی پیش‌بینی شده‌ی برج شبکه‌ای تقریباً بی‌اثر است. در سال‌های ۲۰۰۰ و ۲۰۰۳ میلادی، آنگریونان و همکاران [۱۸-۱۹]، به منظور استخراج مدل‌های دقیق‌تر برای لغزش اتصال، مطالعه‌ای آزمایشگاهی ترتیب دادند. آنان آزمایش را بر اعضای با مقطع نبشی و اتصالات پیچی به تک پایه و همچنین وصله در خود پایه انجام داده و لغزش و رابطه‌ی بار و تغییر مکان را با عبارات ریاضی-تجربی توصیف کردند. در سال ۲۰۰۹ میلادی، احمد و همکاران [۲۰]، نتیجه گرفتند که لغزش اتصال تأثیر عمده‌ای بر رفتار برج دارد. این اثرات یا به صورت کاهش ظرفیت باربری و یا افزایش انحراف تحت بارهای مجاز نمودار می‌شود. هر چند بایستی توجه کرد که شکل عضو و اثرات خروج از مرکزیت اتصال، در این مدل‌ها در نظر گرفته نشده و نتایج تحلیل شکست برج با نتایج آزمایشگاهی راستی‌آزمایی نشده است. جیانگ و همکاران [۲۱] در سال ۲۰۱۱ میلادی، به بررسی ترکیب اثرات خروج از مرکزیت و لغزش اتصال پرداختند. آنان نتایج حاصل از آزمایش دو نمونه برج انتقال شبکه‌ای تحت حالت‌های بارگذاری گوناگون را با نتایج به دست آمده از چهار سری مدل عددی مقایسه نمودند. در این مدل‌ها اثرات خروج از مرکزیت و حالت‌های گوناگون لغزش اتصال در نظر گرفته شده است. آنان دریافتند که لغزش اتصال باعث افزایش چشمگیری در تغییر شکل برج‌های شبکه‌ای می‌شود در حالی که اثر آن بر ظرفیت باربری در حالت‌های بارگذاری گوناگون، بسته به مقدار بارگذاری قائم و مد شکست برج متفاوت خواهد بود. نتایج تحلیل بار افزون برج‌ها با در نظر گرفتن لغزش اتصال و خروج از مرکزیت، انطباق خوبی با نتایج آزمایشگاهی نشان دادند.

در این مقاله ابتدا به شیوه مدل سازی سازه‌های مورد بحث در نرم افزار OpenSees پرداخته می‌شود. سپس نتایج حاصل از تحلیل مدل سازی ارائه شده از طریق آزمایش مورد سنجش قرار خواهد گرفت. در انتها، اثر مدل سازی لغزش در اتصالات در پاسخ سازه مورد بررسی قرار خواهد گرفت.

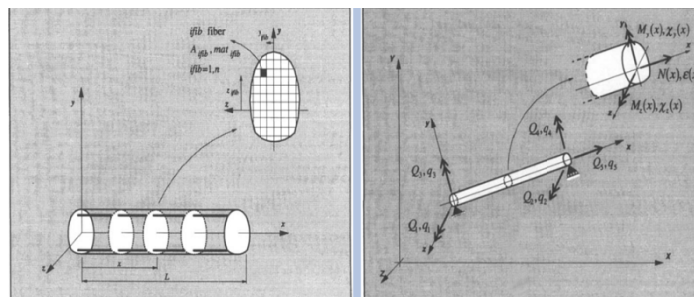
۲. مدل عددی برج های انتقال نیرو

نرم افزار OpenSees، برنامه‌ای کامپیوتری با کد باز است که در سال ۲۰۰۵ اولین نسخه‌ی اصلی آن منتشر شد. این برنامه از زبان tcl به عنوان واسط کاربری بهره می‌برد. این واسط کاربری بسیار انعطاف پذیر بوده و دست کاربر را در مدل‌سازی بسیار باز می‌گذارد. از طرفی کاربر در این برنامه به راحتی قادر به تعریف جزء و مدل ماده جدید می‌باشد. همچنین OpenSees با برخوردار بودن از الگوریتم‌های حل قوی، روش تحلیل گوناگون، پشتیبانی از پردازش موازی و مدل‌های جدید جزء و ماده بسیار مورد توجه پژوهشگران و محققان قرار گرفته است. همچنین این برنامه علاوه بر دارا بودن مدل‌های مختلف سازه‌ای، مدل‌های مختلف خاک را نیز پشتیبانی کرده و برای بررسی اندرکنش خاک و سازه بسیار مناسب می‌باشد. در ادامه به بررسی مدل‌های مورد استفاده در برج‌های انتقال پرداخته می‌شود.

۲-۱. مدل تیر-ستون

نرم افزار OpenSees دارای چند جزء تیرستون می‌باشد. جزء تیر-ستون با رفتار الاستیک با ناحیه پلاستیک انتهایی، جزء تیری با مفصل غیرخطی در انتها و همچنین جزء تیر-ستون با مقطع کلی با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی هندسی و مواد از جمله این جزء‌ها می‌باشد. در این مقاله جزء تیر-ستون با مقطع فایبر با رابطه‌سازی به روش نرمی که توانایی در نظر گرفتن رفتار غیرخطی هندسی و مواد را دارا می‌باشد، مورد استفاده قرار گرفته است که شیوه‌ی رابطه‌سازی این جزء در ادامه آمده است.

فرض اصلی رابطه‌سازی جزء کنونی بر این است که مقطع قبل و بعد از خمش صفحه باقی می‌ماند. همچنین مقطع همواره بر محور طولی عضو عمود است. فرضیات اخیر توانایی مدل‌سازی تغییر شکل‌های کوچک برای یک ماده همسانگرد را دارد. اما این مدل توانایی مدل‌سازی برخی خصوصیات در تیر-ستون‌های بتنی مانند شکست و یا خزش آرماتور را ندارد. این اثرات همواره پیش از جاری شدن مقطع مهم و تأثیر گذار می‌باشد و زمانیکه مطالعه بروی رفتار چرخه‌ای غیرخطی شدید عضو می‌باشد قابل نظر کردن خواهد بود. همچنین این جزء از اثر برش نیز صرف نظر می‌کند. در رابطه‌سازی به این شیوه مقطع به تعداد کافی جزء تقسیم می‌شود. شکل (۱) مقطعی را نشان می‌دهد که به $\pi(x)$ المان تقسیم شده است. این راهکار باعث می‌شود که به جای انتگرال‌گیری بتوان از روش‌های عددی برای تعیین مشخصات مقطع مانند سختی و همچنین نیروهای داخلی استفاده کرد.



شکل ۱- درجات آزادی در محورهای محلی عضو [۲۲]

بردار نیروها، تغییر شکل‌ها، نیروهای موجود در مقطع و تغییر شکل‌های مقطع به ترتیب $Q, Q, D(x), d(x)$ می‌باشد. همچنین از اثر پیچش صرف نظر شده است البته می‌توان بادر نظر گرفتن رفتار خطی پیچشی و صرف نظر کردن از وابستگی بین خمش و نیرو محوری و اثر پیچش را وارد ساخت. به منظور روشن شدن مطلب رابطه‌ی (۱) را در نظر بگیرید.

$$\Delta d(x) = a(x)\Delta q \quad (1)$$

$$\Delta D(x) = b(x)\Delta Q \quad (2)$$

که تابع‌های $a(x), b(x)$ توابع درونیاب برای تغییر مکان و نیرو می‌باشد. با بسط سری تیلور معادله تعادل حاکم بر عضو و حذف جملات مرتبه بالا رابطه خطی (۳) حاصل می‌شود.

$$\Delta d^j(x) = f^{j-1}(x)\Delta D^j(x) + r^{j-1}(x) \quad (3)$$



در رابطه اخیر j تعداد تکرارها و $f^{j-1}(x)$ و $r^{j-1}(x)$ بترتیب ماتریس نرمی و بردار تغییر مکانهای باقی مانده می باشد. انتگرال وزن دار رابطه (۳) به صورت زیر بدست می آید.

$$\int_0^l \delta D(x) [\Delta d^j(x) - f^{j-1} \Delta D^j(x) - r^{j-1}(x)] = 0 \quad (4)$$

با جای گذاری رابطه (۱) و (۲) در معادله (۴) مقدار انتگرال به صورت زیر حاصل می شود.

$$T \Delta q^j - F^{j-1} \Delta Q^j - s^{j-1} = 0 \quad (5)$$

که ماتریس T فقط تابعی از توابع شکل است و F ماتریس نرمی المان می باشد.

$$T = \int_0^l b^T(x) a(x) dx \quad (6)$$

$$F = \int_0^l b^T(x) f(x) b(x) dx \quad (7)$$

و بردار تغییر مکان نامیزان از رابطه (۸) قابل محاسبه است.

$$s = \int_0^l b^T(x) r(x) dx \quad (8)$$

معادله تعادل حاکم رفتار عضو با توجه به قانون کار مجازی به صورت زیر بدست می آید.

$$\int_0^l \delta d^T(x) [D^{j-1}(x) + \Delta D^j(x)] dx = \delta q^T Q^j \quad (9)$$

Q^j بردار بارهای گره ای در تعادل با توزیع جدید بارهای درون عضو $D^{j-1}(x) + \Delta D^j(x)$ می باشد. با جای گذاری روابط (۱) و (۲) در رابطه (۹) رابطه (۱۰) حاصل می شود.

$$T^T Q^{j-1} + T^T \Delta Q^{j-1} = Q^j \quad (10)$$

با ترکیب رابطه اخیر با رابطه (۵) رابطه تعادل بفرم ماتریسی زیر حاصل می شود.

$$\begin{bmatrix} -F^{j-1} T \\ T \quad 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta Q^j \\ \Delta q^j \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} s^{j-1} \\ Q^j - T Q^{j-1} \end{Bmatrix} \quad (11)$$

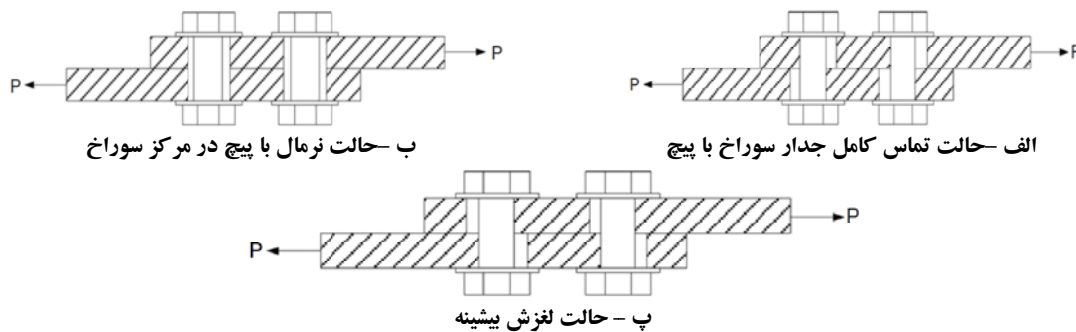
انتخاب توابع درونیاب برای $a(x), b(x)$ باعث ساده شدن رابطه اخیر خواهد شد. ماتریس $b(x)$ از تعادل نیروهای محوری و لنگرهای خمشی در طول عضو حاصل می شود. انتخاب $a(x)$ در رابطه سازی کنونی تاثیر ندارد. علت این موضوع را می توان در این مسئله جستجو کرد که عبارت $q^T Q$ با میزان کار نیروی خارجی وارد بر سازه یکسان است از طرفی با فرضیات تیر برنولی می توان نتیجه گرفت که $T = I$ می باشد که I ماتریس یک 3×3 می باشد. با فرض $T = I$ و بازنویسی رابطه (۱۱) می توان رابطه زیر را نتیجه گرفت.

$$[F^{j-1}]^{-1} (\Delta q^j - s^{j-1}) = \Delta Q^j \quad (12)$$

رابطه (۱۲) فرم خطی ماتریس رابطه بین نمو بار (ΔQ^j) و نمو تغییر شکل های عضو می باشد ($s^{j-1} - \Delta q^j$). ماتریس سختی نیز به فرم $[F]^{-1}$ نوشته خواهد شد. رابطه اخیر را می توان با استفاده از روش نرمی نیز بدست آورد اما فرم ترکیبی دید بسیار کلی تری نسبت به روش نیرویی دارد.

۲-۲. مدل لغزش در اتصال

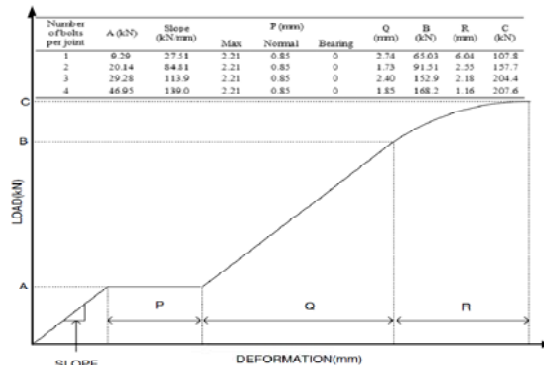
آنگریونان و همکاران [۱۹] مدلی عددی بر اساس آزمایشات انجام گرفته بر روی اتصالات اعضای نبشی با تعداد مختلف پیچ ارائه نمودند. در این مدل، لغزش در اتصال با استفاده از فنری با رفتار غیرخطی که بصورت موازی با عضو قرار داشته و بر روی سختی محوری عضو اثر می گذارد، شبیه سازی می شود. اثرات لغزش اتصال، بسته به نوع اتصال، تعداد پیچها و محل فرضی آنها پیش از بارگذاری متفاوت است. همان گونه که در شکل (۲) نشان داده شده است، سه فرم اولیه ی قرارگیری پیچها مورد مطالعه قرار گرفته است: (الف) حالت تماس کامل جدار سوراخ با پیچ، (ب) حالت نرمال با پیچ در مرکز سوراخ، (پ) حالت لغزش بیشینه. بدیهی است این حالتها نماینده ی کاملی برای نمونه ی واقعی نخواهد بود؛ زیرا در یک سازه ممکن است هر سه حالت باهم وجود داشته باشد.



شکل ۲ - فرمهای اولیه ی قرارگیری پیچها [۲۱]

شکل (۳) رفتار محوری اتصالات اعضای مهاری در برج ها شبکه ای را نشان می دهد. پارامترهای این مدل به حالت اولیه اتصال و تعداد پیچهای

آن بستگی دارد.



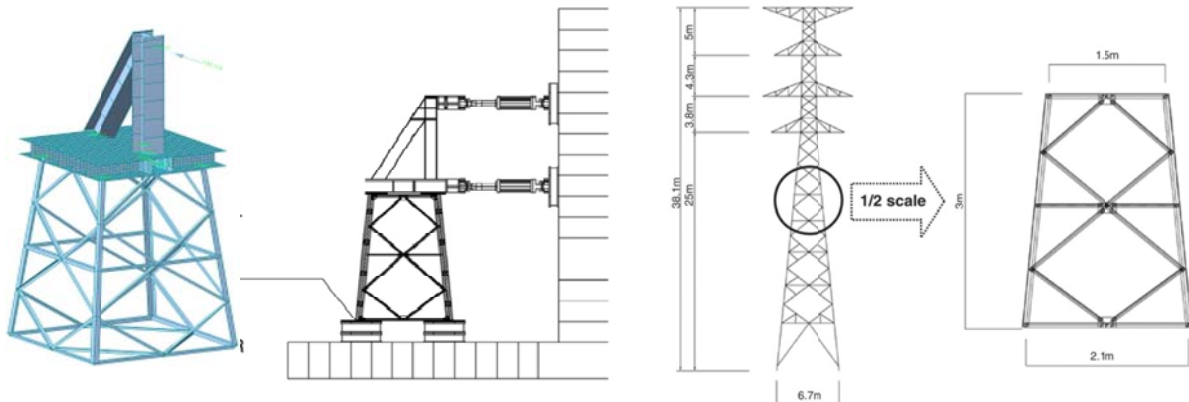
شکل ۳ - مدل لغزش اتصال با پیچی به یک بال نبشی [۱۹]

در نرم افزار OpenSees برای مدل سازی لغزش در اتصال از جزء با طول صفر (ZeroLength Element) استفاده شده است. همچنین رفتار غیر خطی در اتصال با تعریف مدل ماده تک محوری (UniaxialMaterial) جدیدی تحت عنوان (JointSlipMaterial) انجام گردید.

۳-۲. راستی آزمایشی مدل سازی

به منظور راستی آزمایشی مدل ارائه شده نمونه ای که توسط مون و همکاران [۶] مورد آزمایش قرار گرفته است به کار گرفته شده است. آنها یک برج انتقال ۱۵۴ کیلوولت از نوع B2 به ارتفاع ۳۸/۱ متر، به عنوان سازه ی اصلی برای آزمایش انتخاب کردند. همانطور که در شکل های (۴) و (۵) دیده میشود کابل هایی به طول ۳۰۰ متر به این سازه متصل می باشد. دو پانل میانی برج در مقیاس یک دوم مدل شده و بنابراین سطح مقطع اعضا به یک چهارم

کاهش خواهد یافت. ارتفاع نمونه‌ی آزمایش ۳ متر و ابعاد بالا و پایین نمونه در پلان به ترتیب ۱/۵ متر در ۱/۵ متر و ۲ متر در ۲ متر می‌باشد. مشخصات اعضای مدل در مقیاس یک‌دوم، در جدول‌های (۱) و (۲) ارائه شده است.



شکل ۴- سازه‌ی اصلی و نمونه‌ی آزمایش مقیاس ۱/۲ [۶]

شکل ۵- جزئیات نمونه‌ی آزمایش [۶]

مقاطع اعضای مهاري به دليل عدم دسترسي به مقاطع استاندارد مناسب، کمی بزرگ‌تر از حد مورد نیاز انتخاب شده‌اند. از آن‌جایی که نیروی اعضای مهاري کم‌تر از ۴/۵ درصد نیروی پایه‌های برج است نقص موجود در ضرایب مقیاس اعضای مهاري، نقش ناچیزی در عملکرد برج انتقال خواهند داشت. به دلایل مشابه، از پیچ‌های گالوانیزه M16 به جای M20 استفاده شده است. برای شبیه‌سازی شرایط مرزی بالای نمونه، ورق‌های فولادی به بالای نمونه و زیر اهرم بارگذاری جوش شده‌اند. بارهای وارد بر نمونه‌ی آزمایش برپایه‌ی اصول تشابه تعیین شده است. از آن‌جایی که میزان بار باد متناسب با سطح سازه می‌باشد، بار جانبی نمونه‌ی آزمایش به یک‌چهارم بار طراحی سازه‌ی اصلی کاهش یافته است. همچنین با توجه به این که وزن با حجم اعضا در تناسب بوده، بار مرده‌ی نمونه به یک‌هشتم سازه‌ی اصلی خواهد یافت.

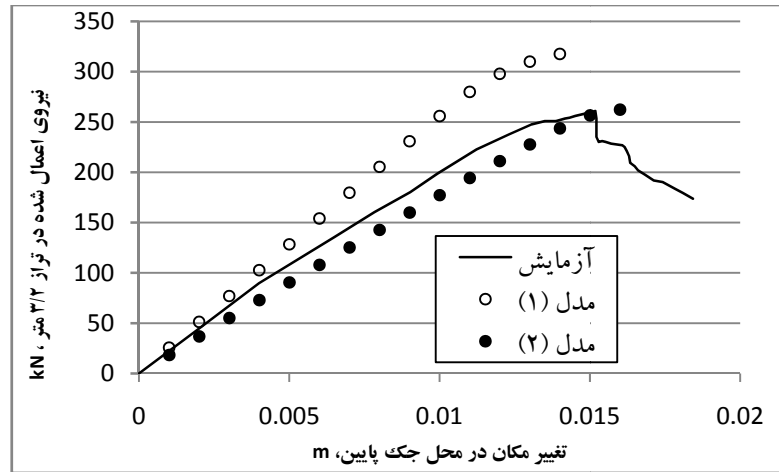
جدول ۲- بارگذاری

مقدار (kN)	بارگذاری
137.2	نیروی چک بالا
-88.2	نیروی چک پایین
16.86	بارثقلی

جدول ۱- مشخصات مقاطع

محل عضو	ابعاد مقطع (mm)	سطح مقطع (cm)
پایه‌ها	L75x6	۸.۷۲۷
پانل	L60x4	۴.۶۹۲
مهار افقی	L45x4	۳.۴۹۲
مهار قائم	L45x4	۳.۴۹۲

در مدل‌سازی انجام شده، اعضای نبشی با تیر-ستون غیرخطی با مقطع فایبر مدل‌سازی شده است. مقدار تنش تسلیم اعضای این سازه ۵۴۰ مگاپاسکال و مدول کشسانی فولاد نیز ۲۰۰ گیگاپاسکال فرض شده است. به منظور مدل‌سازی شرایط مرزی، تمامی درجه آزادی انتقالی و دورانی در تکیه‌گاه بسته شد. در این پژوهش دو مدل مورد بررسی قرار گرفته است. در مدل (۱) تنها اثرات غیرخطی هندسی و مواد بدون اثر لغزش اتصال در نظر گرفته شده است. در مدل (۲) اثرات لغزش اتصال نیز به مدل (۱) اضافه شده است. اتصال اعضای مهاربندی که از طریق یک پیچ به پایه‌های دکل متصل است برای مدل (۱) به صورت صلب و برای مدل (۲) به صورت فنر غیرخطی که مشخصات آن در شکل (۳) آمده است، در نظر گرفته شده است. همچنین گره‌های پانل بالایی از طریق جزء تیر صلب به بخشی که بار از طریق آن به دکل منتقل می‌شود، متصل گردیده است. نیرو به سازه از طریق ۲ چک که در ترازهای ۳/۲ و ۵/۰ متری قرار دارد اعمال شده است. مقدار الگوی بار در چک پایینی برابر با ۱- و در چک بالایی ۱/۵۵۶ در نظر گرفته شده است. به منظور تحلیل تنش‌ها و تغییر مکان‌های سازه، ابتدا بار ثقلی بر سازه اعمال شده و سپس سطح بار ثابت نگه داشته می‌شود. بار جانبی با الگوی ذکر شده، بر آن اعمال می‌شود. مقدار بار تا زمان ناپایداری کلی سازه، افزایش می‌یابد. شکل (۶) پاسخ سازه را در محل چکی که در تراز ۳/۲ متری قرار دارد، نمایش می‌دهد. همچنین به منظور بررسی دقت پاسخ‌ها، نتایج آزمایش نیز ارائه شده است.



شکل ۶- نمودار بار تغییر مکان در محل اثر نیروی جک زیرین

همانطور که مشاهده می شود مدل (۱) که تنها اثر غیرخطی هندسی و مواد را در نظر می گیرد، نسبت به آزمایش سختی بیشتری داشته و ظرفیت نهایی سازه را بیشتر از آزمایش برآورد می کند. مدل (۲) که اثرات غیرخطی به همراه لغزش در اتصالات را نظر می گیرد، به خوبی تغییر مکان ها و سختی سازه را تخمین می زند. جدول (۳) نتایج تحلیل مدل های مختلف را نشان می دهد. نتایج ارائه شده بر مبنای نیروی جک تراز ۳/۲ متری می باشد.

جدول ۳ - نتایج تحلیل مدل های مختلف

مدل (۲)	مدل (۱)	آزمایش	
۲۶۲ (+/۲٪)	۳۱۸ (+/۲۴٪)	۲۵۷	ظرفیت نهایی (kN)
۱۶ (-/۷٪)	۱۴ (-/۷٪)	۱۵	تغییر مکان نهایی (mm)

۳. نتیجه گیری

تخمین ظرفیت سازه های برج های انتقال نیرو به منظور ارزیابی دقیق خطوط انتقال و همچنین طراحی مناسب، ضروری می باشد. در این مقاله مدل های رفتاری مختلف برای اعضا و اتصالات در برج های شبکه ای ارائه گردید. در این پژوهش دو مدل مورد بررسی قرار گرفته است. در مدل (۱) تنها اثرات غیرخطی هندسی و مواد بدون اثر لغزش اتصال در نظر گرفته شده است. در مدل (۲) اثرات لغزش اتصال نیز به مدل (۱) اضافه شده است. مدل (۱) نسبت به نمونه ی آزمایش سختی بیشتری داشته و ظرفیت نهایی سازه را بیشتر از آن برآورد می کند. مدل (۲) که اثرات غیرخطی به همراه لغزش در اتصالات را نظر می گیرد، به خوبی تغییر مکان های نهایی، سختی سازه و ظرفیت نهایی سازه را برآورد می کند.



۴. مراجع

1. Albermani F, Marhendran M, Kitipornchai S., "Upgrading of transmission towers using a diaphragm brace system". *Engineering Structures* 2004;26: 753–754.
2. Alam MJ, Santhakumar AR., "Reliability analysis and full-scale testing of transmission tower". *Journal of Structural Engineering, ASCE* 1996;122(3): 338–44.
3. Momomura Y, Marukawa H, Okamura T, Hongo E, Ohkuma T., "Full-scale measurements of wind-induced vibration of a transmission line system in a mountainous area". *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics* 1997;72:241–52.
4. Okamura T, Ohkuma T, Hongo E, Okada H., "Wind response analysis of a transmission tower in a mountainous area". *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics* 2003;91:241–52.
5. Kim WB, Lee KJ., "Loading test of a full-scale transmission tower". Technical article. Korea Institute of Steel Structures; 1998.
6. Moon B. W., Park J. H., Lee S. K., Kim J., Kim T., Min K. W. "Performance evaluation of a transmission tower by substructure test", *J Constr Steel Res* 65(2009) 1-11.
7. Peterson WO. "Design of EHV steel tower transmission lines". *Journal of Structural Div, Proc American Society of Civil Engineering*, 1962;88(PO1):39–65.
8. Marjerrison MM. "Electric transmission tower design". *Journal of Structural Div, Proc American Society of Civil Engineering*, 1968;94(PO1):1–23.
9. Knight GMS, Santhakumar AR., "Joint effects on behavior of transmission towers". *Journal of Structural Div, ASCE* 1993;119(3):689–712.
10. Chan SL, Cho SH., "Second-order analysis and design of angle trusses part I: elastic analysis and design". *Eng Struct* 2008;30(3):616–25.
11. Chan SL, Cho SH., "Second-order analysis and design of angle trusses part II: plastic analysis and design". *Eng Struct* 2008;30(3):626–31.
12. Fong M, Cho SH, Chan SL., "Design of angle trusses by codes and second-order analysis with experimental verification". *J Constr Steel Res* 2009;65:2140–7.
13. Lee PS, McClure G., "A general three-dimensional L-section beam finite element for elasto-plastic large deformation analysis". *Comput Struct* 2006;84:215–29.
14. Lee PS, McClure G., "Elastoplastic large deformation analysis of a lattice tower structure and comparison with full-scale tests". *J Constr Steel Res* 2007;63(5): 709–17.
15. Al-Bermani FG, Kitipornchai S., "Nonlinear analysis of transmission towers". *Eng Struct* 1992;14(3):139–51.
16. Al-Bermani F, Kitipornchai S, Chan RWK., "Failure analysis of transmission towers". *Eng Fail Anal* 2009;16:1922–8.
17. Kitipornchai S, Al-Bermani FGA, Peyrot AH., "Effect of bolt slippage on ultimate behavior of lattice structures". *J Struct Eng, ASCE* 1994;120(8):2281–7.
18. Ungkurapinan N., "A study of joint slip in galvanized bolted angle connections". M.Sc. thesis. Canada: University of Manitoba; 2000.
19. Ungkurapinan N, Chandrakeerthy SRDS, Rajapakse RKND, Yue SB., "Joint slip in steel electric transmission towers". *Eng Struct* 2003;25:779–87.
20. Ahmed KIE, Rajapakse RKND, Gadala MS., "Influence of bolted-joint slippage on the response of transmission towers subjected to frost-heave". *Adv Struct Eng* 2009;12(1):1–17.
21. Jiang W. Q., Wang Z. Q., McClure G., Wang G. L., Geng J. D., "Accurate modeling of joint effects in lattice transmission towers", *J Eng Struct* 33(2011) 1817-1827.
22. Spacone, E., F.C. Filippou, and F.F. Taucer, "Fiber beam-column model for non-linear analysis of R/C frames: part I: formulation". *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 1996. 25(7): p. 711-725.