

تعیین مشخصه‌های مقاومت و سختی پیونده شش - پر در برج‌های خنک‌کن فلزی نیروگاهی

محمود هریسچیان^{۱*}، هشیار نوشین^۲ و پویان پوراکیبر^۳

^۱ استادیار گروه مهندسی عمران، واحد تهران جنوب، دانشگاه آزاد اسلامی، تهران
^۲ استاد گروه مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه ساری، گیلفورد، انگلستان
^۳ کارشناس ارشد مهندسی سازه، واحد تهران جنوب، دانشگاه آزاد اسلامی، تهران

(دریافت: ۹۷/۴/۱۶، پذیرش: ۹۸/۴/۲۳، نشر آنلاین: ۹۸/۴/۲۳)

چکیده

دانستن حد مقاومت و سختی پیونده‌ها برای طرح و ساخت سازه‌های فضاکار ضروری است و برای نیل به این هدف از دو روش انجام تحلیل‌های عددی و یا کارهای آزمایشگاهی استفاده می‌شود. این مقاله ملاحظات و مطالعات مربوط به تعیین مقاومت و سختی، پیونده "شش-پر" (hexa-node) که در ساخت برج‌های خنک‌کن فلزی نیروگاهی می‌تواند به کار برود را ارائه می‌دهد. هندسه و ابعاد هر پیونده‌ای را عواملی از قبیل نوع و میزان نیروهای وارده، اندازه و نوع اعضای سازه‌ای، نوع تاشه، جزئیات انتهایی اعضا، فن‌آوری‌های در دسترس ساخت، روش اجرای سازه و پارامترهای اقتصادی تعیین می‌کند. با ملاحظه پارامترهای مختلف، پیونده شش-پر برای ساخت برج‌های خنک‌کن شبکه‌ای دولایه طراحی گردید و برای تعیین ظرفیت نیرویی و تعیین میزان سختی آن، تحلیل‌های عددی غیرخطی، نهایی با استفاده از نرم‌افزار اجزای محدود برای حالات محتمل نیرویی در زیر بارهای چندسویه برای دست‌یابی به نمودارهای نیرو-جابجایی صورت گرفت.

کلیدواژه‌ها: سازه‌های فضاکار، شبکه‌های فضاکار، اتصالات، پیونده، سازه‌های فولادی، برج‌های خنک‌کن.

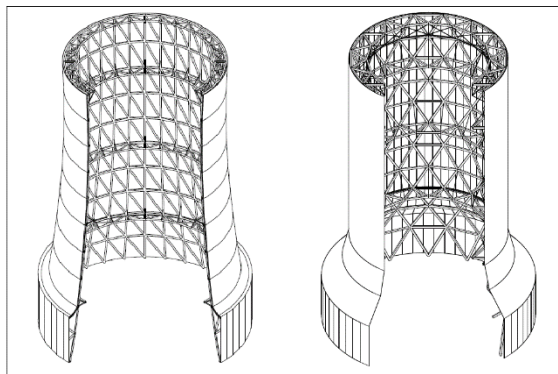
۱- مقدمه

(hexa-node) آن برای حالات متعدد ترکیب نیرویی که هر یک به گونه‌ای بحرانی است، با نرم‌افزار (Abaqus 6.10-1) برای حالات غیرخطی و نهایی تحلیل شده و با ملاحظه هر دو معیار سختی و مقاومت، میزان بار ایمن بهره‌برداری آن تعیین گردیده است. ولادیمیر شوخوف^۱ روسی یکی از نوابع طراحی برج‌ها و دکل-های شبکه‌ای و از بزرگ‌ترین پیشگامان ساخت انواع برج‌های شبکه‌ای چوبی و فولادی می‌باشد (شکل (۱)) (Karlson, ۱۹۶۷). شوخوف بالغ‌پر پانصد سازه برجی برای مخازن هوایی مرتفع، برج خنک‌کن و دکل‌های بلند انتقال برق را در کشور روسیه طرح و اجرا نمود. روش نصب این برج‌ها نیز عموماً با استفاده از قسمت-های نصب شده قبلی برج‌ها بوده است. روش شوخوف برای نصب برج‌ها الهام‌بخش شرکت‌های سازنده برج خنک‌کن اروپای شرقی بوده است (Kollár, ۱۹۸۵).

برج‌های خنک‌کن یکی از اجزای مهم چرخه عملیات نیروگاهی به‌شمار می‌روند. یک برج خنک‌کن فولادی (ساخته شده از شبکه فولادی) در حدود ده تا پانزده مرتبه سبک‌تر از برج بتنی نظیر خود بوده و بنابراین نیروی لرزه‌ای به‌مراتب کم‌تری را جذب می‌نماید. از دیگر سو، نیروی باد که از عوامل تعیین‌کننده در طراحی برج‌های نیروگاهی می‌باشد، در هردو نوع برج فولادی و بتنی مقادیر تقریباً یکسانی دارد. لذا به‌طور منطقی یک برج خنک-کن فولادی به‌مراتب ارزان‌تر از برج بتنی نظیر خود خواهد بود. این مقاله به طراحی پیونده برج‌های خنک‌کن فولادی نیروگاهی می‌پردازد و دامنه طراحی آن، حدود نیروهای دو برج دولایه سه-سویه با ارتفاع کلی 123m و 132m می‌باشد. در یک شبکه سه-سویه، حالات بسیار متنوع ترکیب نیرویی در پیونده‌ها می‌تواند پیش آید و به این دلیل، پیونده‌های "شش-پر"

1. Vladimir Shukhov

* نویسنده مسئول؛ شماره تماس: ۰۲۱-۲۶۶۰۴۱۱۸



شکل ۲- برج‌های شبکه‌ای تک‌لایه با حلقه‌های سخت (تقویتی)
الف) برج قیفی، ب) برج هذلولی



شکل ۱- دو نمونه از برج‌های شبکه‌ای شوخوف

۲- ویژگی‌های برج خنک‌کن فولادی

در این بخش ویژگی‌هایی از برج خنک‌کن فولادی که بر مبنای کارهای پژوهشی به‌دست آمده ارائه می‌شود:

۲-۱- شبکه دولایه در مقایسه با شبکه تک‌لایه

برج‌های فلزی را با شبکه تک‌لایه و یا چندلایه می‌توان طراحی نمود. شبکه‌های تک‌لایه و یا شبکه و پوسته‌هایی که ضخامت آن‌ها نسبت به دیگر ابعاد سازه از حدودی کوچک‌تر باشد، نسبت به نقص و ناکاملی اجرا حساس بوده و در اثر نیروهای فشاری ممکن است در معرض ناپایداری قرار گیرند (IASS WG8, VGB 2005، محمدی و همکاران ۱۳۹۱؛ عباسی موسوی و همکاران ۱۳۹۴).

برای این‌که سختی و مقاومت شبکه تک‌لایه برج خنک‌کن افزایش یابد، ضروری است که در بالاترین تراز (لبه فوقانی) برج و دیگر ترازها، حلقه‌های تقویتی داشته باشد (شکل (۲)). وجود این حلقه‌های تقویتی (سخت)، به اجرای سازه نیز کمک می‌نمایند و پایداری مراحل نصب را نیز افزایش می‌دهند. مقایسه نیروهای یک برج خنک‌کن تک‌لایه، در شرایط یکسان، با نیروهای برج دولایه نشان می‌دهد که نیروی اعضای برج تک‌لایه به‌طور تقریبی به میزان دو برابر اعضای "نظیر" از برج دولایه می‌باشد. در نتیجه، برج تک‌لایه مقاطع کم‌تر ولی سنگین‌تر خواهد داشت و در شرایطی، تهیه و تدارک اعضای مناسب برج تک‌لایه کاری مشکل بوده و هزینه‌های اضافی به پروژه تحمیل خواهد نمود، مگر این‌که این مقاطع از طریق اعضای مرکب (ساخته شده از چند پروفیل، شکل (۳)) تأمین شوند که آن نیز به صورت دیگری هزینه‌های اضافی را به همراه خواهد داشت.

یک برج شبکه‌ای دولایه، به صورتی معادل است با استفاده منظم از حلقه‌های تقویتی. تأمین پایداری برج در حال نصب دولایه نیز نسبت به برج تک‌لایه راحت‌تر می‌باشد.

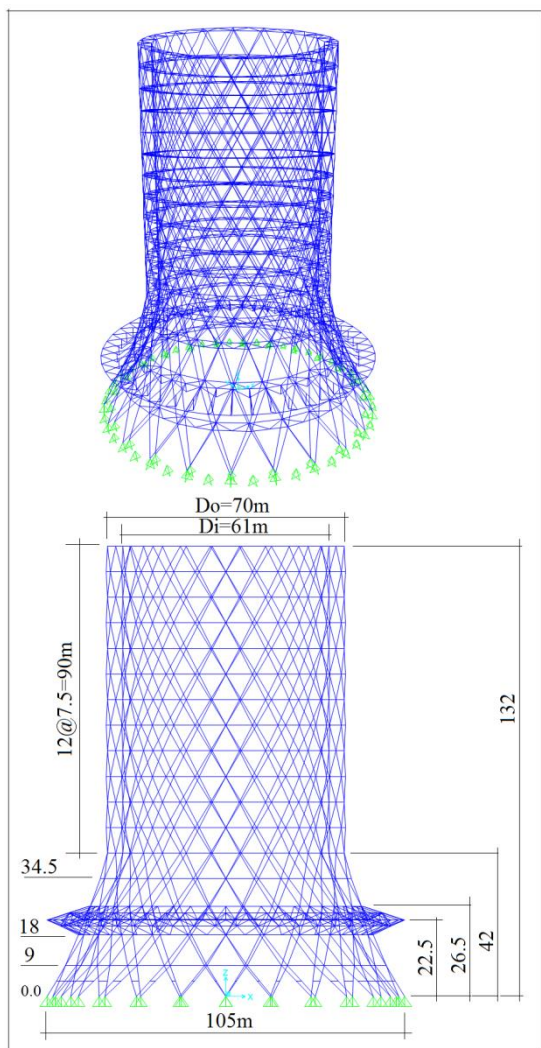


شکل ۳- نمونه‌ای از کاربرد اعضای مرکب در برج‌های تک‌لایه

Heristchian و Zandi (۲۰۱۴)، اثر حلقه‌های سخت را روی یک برج هذلولی خنک‌کن تک‌لایه به ارتفاع 123m، قطر پایه 82m، قطر بالای 68m، قطر گلوگاه 64m تحلیل و بررسی کردند. حلقه‌های سخت به پنج فرم، در چهار تراز قرار داده شد و ملاحظه گردید که برای کنترل تغییر مکان جانبی برج، افزودن حداقل سه حلقه سخت با عمق $t \approx 0.06D$ (D قطر بالای برج)، در داخل برج و به فواصلی حدود 0.3D (از بالای برج) لازم است. حلقه‌های سخت، نیروهای حلقوی افقی (کمربندی) در برج را افزایش داده و نیروی اعضای مورب قائم و یا قائم برج را کاهش می‌دهند.

۲-۲- اثر عمق شبکه

Heristchian و همکاران (۲۰۱۱)، برج‌های خنک‌کن دولایه با تاشه‌های مختلف و ضخامت (عمق)‌های مختلف تحت بار باد طبق آیین‌نامه VGB 2005 آلمان مورد مطالعه قرار دادند بر مبنای



شکل ۴- مشخصات کلی برج شماره دو

۲-۴- اثر شکل برج

از دیدگاه سازه‌ای، عملکرد سه نوع برج (بتنی) با سه نوع هندسه متفاوت "مخروط ناقص"، "استوانه" و "هدلولی" را Billington (۱۹۸۲) در مقابل بارهای افقی وارد بر برج ناشی از باد را با هم مقایسه نموده است. ارتفاع برج‌های مطالعاتی ۱۵۰م، تراز گلوگاه آن‌ها ۱۲۰م، قطر گلوگاه ۷۰.۷م و قطر پایه برج برابر ۱۱۱م بود. ملاحظه گردید که برج استوانه‌ای (کامل) بیشترین میزان تنش نسبی را دارد. در شرایط و نقاط یکسان (متناظر) میزان تنش‌های ایجاد شده در برج بتنی هدلولی به میزان قابل-توجهی کم‌تر می‌باشد، به طوری که اگر میزان تنش پای برج هدلولی برابر با ۱۰۰ واحد باشد، برای نیم-مخروطی و استوانه، همان تنش به ترتیب برابر با ۱۳۶ و ۲۶۸ بوده و در تراز حدود ۳۰م+، همین تنش به ترتیب، برابر با ۱۲۵ و ۲۰۵ خواهد بود. بنابراین، استفاده از هندسه هدلولی- سهموی از دیدگاه صرفاً سازه‌ای و بدون ملاحظات اجرایی ارجح می‌باشد. البته، برج قیفی

این مطالعات عمق مناسب برای شبکه دولایه در محدوده $t=[0.05, 0.08]D$ به دست آمد که در آن D قطر بیرونی بالای برج می‌باشد. با افزایش عمق شبکه (محورهای افقی)، نیروی اعضا و تغییر مکان شاخص برج (محورهای قائم) کاهش می‌یابد ولی از حدی به بعد میزان نیرو و سختی با افزایش بیشتر ضخامت تغییری نیافته و تقریباً ثابت می‌ماند. انتخاب شبکه‌ای با عمقی کم‌تر از محدوده مناسب و یا بیشتر از محدوده مناسب به مصرف بیشتر و اضافی مصالح منجر خواهد شد.

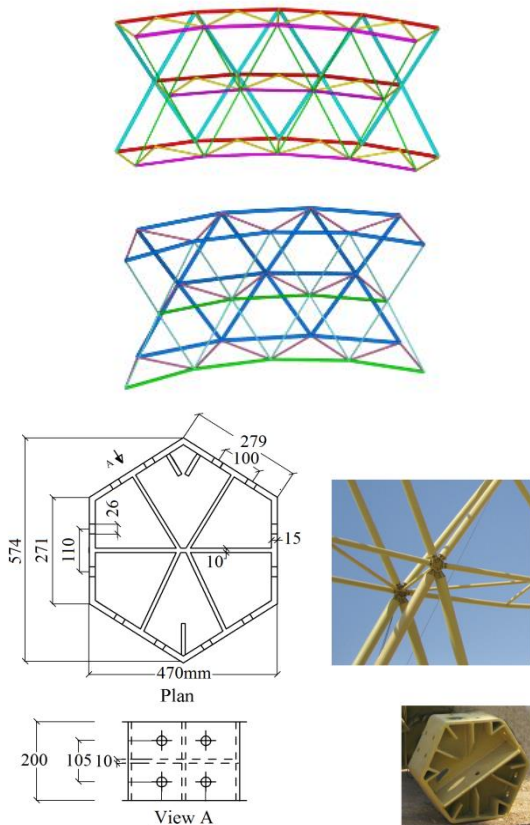
۲-۳- اثر تاشه، چگالی شبکه و مقاطع اعضا

علاوه بر عمق مناسب شبکه، اندازه مناسب واحدهای تشکیل-دهنده شبکه نیز حائز اهمیت می‌باشد، چنانچه شبکه با واحدهای "ریز" انتخاب شود، تعداد پیوندها زیاد خواهد شد که با توجه به هزینه‌بری بالای هر پیونده، هزینه ساخت و نصب برج نیز بالا خواهد رفت. طول اعضا با "ایجاد زاویه بد" که برخورد اعضا و یا برش نامطلوب اعضا را نیز به همراه خواهد داشت، ارتباط پیدا می‌کند. اندازه واحد شبکه و یا چگالی آن، با وسایل نصب، لوله‌ها و یا مقاطع دیگر در دسترس، طول موجود و کارخانه‌ای مقاطع مثلاً ۶م یا ۱۲م بودن آن‌ها، پیچ‌های موجود، نحوه اتصال در محل (جوشی و یا پیچی) و ... عوامل دیگری ارتباط پیدا می‌کند، و بدین دلیل انتخاب چگالی مناسب شبکه و نوع شبکه بسیار مهم بوده و امر پیچیده‌ای هست. برای برج‌های خنک‌کن با حدود ابعادی، ارتفاع ۱۳۲م، قطر پایه حدود ۱۰۵م و قطر بالایی ۷۰م، اعضایی با طول بین ۵-۱۲م انتخاب مناسبی خواهد بود.

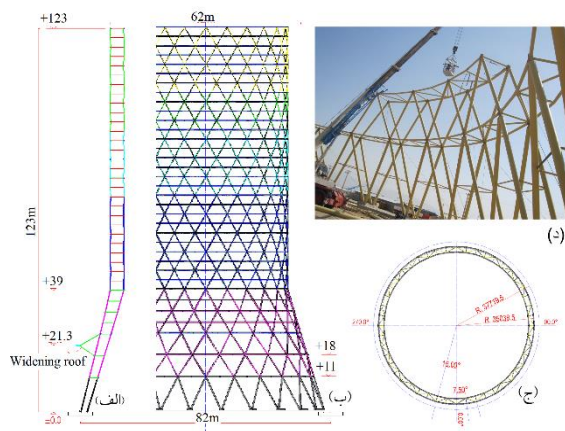
البته طول اعضا تابع تاشه شبکه نیز می‌باشد، مطالعات تحلیلی حاکی از آن است که تاشه سه‌راهه عملکرد سازه‌ای مناسب‌تری را نسبت به سایر تاشه‌ها دارد (شکل‌های (۴) و (۵)). پیوست‌های شماره ۱ و ۲ نشریه ۴۰۰، آئین‌نامه سازه‌های فضاکار، تاشه‌هایی را برای برج‌های خنک‌کن شبکه‌ای ارائه می‌دهد.

به لحاظ شکل مقاطع، نیروی محوری اصلی‌ترین نیروی وارد به اعضای شبکه دولایه می‌باشد. در کشش، شکل مقاطع (با صرف نظر نمودن از نحوه اتصال) تأثیری در کاهش یا افزایش کارایی آن مقاطع ندارد ولی در فشار استفاده از مقاطع لوله و قوطی مناسب‌تر خواهد بود (CIDECT Design Guides 1, ۲۰۰۸). البته، باید توجه داشت که مناسب بودن یک مقطع را فقط نیروهای وارده تعیین نمی‌کند بلکه، راحتی اجرا و یا هزینه اتصالات مربوطه، نحوه پیش-ساختگی و اجرا در محل، هزینه‌های تهیه و تدارک مصالح، نحوه نگهداری و ... نیز در انتخاب یک مقطع مؤثر می‌باشد.

نیروی فشاری اعضا نیز از طریق تماس ورق انتهایی اعضا به بال پیونده منتقل خواهد شد. بالای شکل (۵) دو نوع تاشه با قابلیت استفاده از این پیونده را نشان می‌دهد. ادامه این مقاله نتایج تحلیل‌ها و مطالعات عددی انجام‌یافته روی این پیونده را ارائه می‌دهد.



شکل ۵- پیونده شش- پر برج یک، با کاربری در شبکه دولایه برج



شکل ۶- برج دولایه شماره یک: مقطع ارتفاعی برج؛ الف) بخشی از نمای جانبی، ب) مقطع افقی برج، ج) مرحله‌ای از ساخت برج، د) حلقه اول +11 m تکمیل‌شده و بخشی از حلقه دوم (+18 m)

به علت این‌که ترکیبی از استوانه و مخروطی می‌باشد، لذا انتظار می‌رود رفتاری نیز بین نیم‌مخروطی و استوانه داشته باشد. به علت تغییر زاویه تدریجی اعضای یک برج هذلولی، تنش‌ها در طول ارتفاع برج یکنواختی بیشتری دارند. در صورتی‌که در برج قیفی در تراز گلوگاه برج (محل اتصال بدنه با دامنه برج) تنش‌های بیشتری متمرکز می‌شود. از طرف دیگر، به لحاظ اجرایی برج قیفی شرایط راحت‌تری را برای اجرای سازه و پوشش برج فراهم می‌کند. به منظور بهینه‌سازی هندسه برج (که در ساخت و نصب آن نیز تأثیر مستقیم و جدی دارد) یک انتخاب دیگر ترکیب برج قیفی با برج هذلولی - سهموی می‌باشد. بدین معنی که قسمت بالای برج (بدنه برج) استوانه‌ای بوده و قسمت پایینی (دامنه) برج حالت انحنای (سهموی) داشته باشد. این ترکیب، زاویه تند گلوگاه برج را از بین برده و زوایای بین اعضا را بهبود خواهد داد.

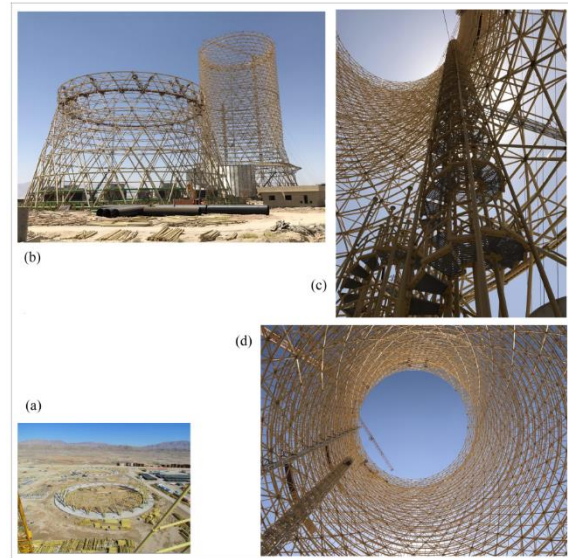
۲-۵- بارهای حاکم بر طرح برج

برای طراحی برج خنک‌کن حالات مختلف بارگذاری طبق آئین‌نامه بارگذاری ایران و یا طبق آئین‌نامه VGB 2005 بایستی منظور گردد. این بارگذاری‌ها اثر باد، زلزله، حرارت، نشست نامتقارن و ... را در برمی‌گیرد. مطالعات وسیع روی برج‌های فلزی شبکه‌ای حاکی از این است که ترکیب بار باد با بارهای ثقلی، تعیین‌کننده‌ترین و اصلی‌ترین حالت بارگذاری در طراحی برج‌های خنک‌کن فلزی می‌باشد و به علت سبکی و سختی نسبی بالای آن، اساساً بار زلزله در طراحی یک برج خنک‌کن فلزی تعیین‌کننده نیست. در یک مطالعه موردی برای برجی به ابعاد $B \times H \times D = 105 \times 132 \times 70$ m، بار زلزله با ضریب پاسخ $R=1$ نیز تعیین‌کننده نبود.

۲-۶- پیونده‌های برج خنک‌کن

صرف‌نظر از نوع (تاشه) شبکه انتخابی آن، رفتار سازه‌ای برج سه‌بعدی بوده و زوایای اتصال اعضا نیز متنوع خواهد بود. و بدین لحاظ، استفاده از پیونده‌های متداول در سازه‌های فضاکار برای آن انتخابی طبیعی خواهد بود. ولی ملاحظه چگالی مناسب شبکه از یک‌طرف، و ملاحظه عمق مناسب شبکه و مقادیر نیروها از طرف دیگر نشان می‌دهد که در حال حاضر، ابعاد و اندازه پیونده‌های تجاری موجود کشور، جوابگوی حدود نیروهای برج خنک‌کن تحت مطالعه نمی‌باشد. شکل (۵) پیونده شش- پر برج دولایه را نشان می‌دهد. شکل‌های (۶) و (۷) مشخصاتی از برج و تصاویری از مراحل مختلف اجرای این برج را نشان می‌دهد. در پیونده شش- پر هر عضو برج، با چهار پیچ به آن بسته می‌شود و نیروی اصلی حاکم بر طرح اعضای شبکه دولایه نیز نیروهای محوری می‌باشد. این پیچ‌ها نیروی کششی وارد به اعضا را تحمل خواهند کرد و

شکل (۸)، پوش و دامنه نیروهای وارد به پیونده شش- پر این برج را به طور خلاصه‌ای در تراز صفر تا 123m نشان می‌دهد. نیروهای حلقوی وارده و نیروهای اعضای دیواره برج به صورت فشاری (منفی) و کششی برحسب کیلو نیوتن نشان داده شده است. ملاحظه می‌شود که نیروهای حلقوی در بازه در تراز +39m ایجاد می‌شود و نیروهای دیواره در بازه در تراز [-417, +318] kN تغییر می‌یابد که بیشترین نیروها در تراز +11.0m وارد می‌شود در حالی که در این تراز نیروهای حلقوی مقادیر جزئی داشته و در بازه [-22, +7] kN قرار دارند. یکی از ویژگی‌های برج این است نیروهای حداکثری هم‌زمان به پیونده وارد نمی‌شود. پیونده‌های شش- پر علاوه بر نیروهای اعضای دیواره و نیروهای حلقوی، تحت اثر نیروهای برون‌صفحه‌ای وارده از اعضای جان وصل‌کننده دولایه بیرونی و درونی برج قرار می‌گیرند.



شکل ۷- مراحل از ساخت برج شماره یک

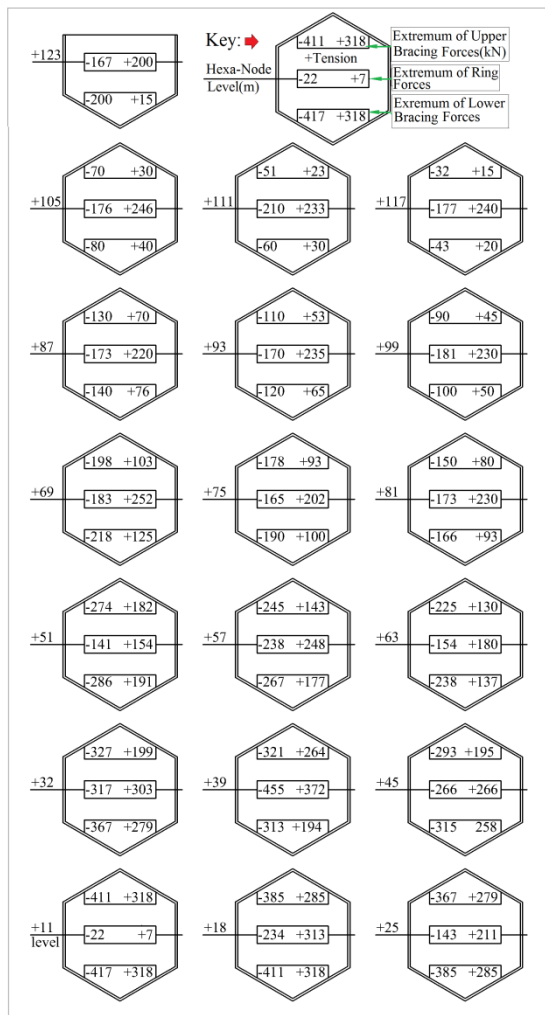
۳- هندسه و بارهای پیونده شش- پر

این بخش مقاله، هندسه و بارهای وارد بر پیونده شش- پر را برای برج‌های خنک‌کن دولایه ارائه می‌نماید. برای طرح و تعیین ابعاد پیونده‌های شش- پر ضروری است که دامنه نیروهای وارد بر آن در حالات ترکیبی محتمل تعیین و مشخص گردد. نیروهای وارد بر پیونده‌ها با لحاظ نمودن پوش و دامنه نیروهای به‌دست آمده با لحاظ نمودن بارهای منطقه ساخت برج، هندسه و تاشه آن و آئین‌نامه طراحی برج، بایستی به‌دست آید. بدین منظور دو برج با مشخصات زیر بررسی می‌گردد:

برج شماره یک برج شبکه‌ای به ارتفاع 123m، ارتفاع دامنه 39m، قطر پایه 84m و قطر بدنه 62m، عمق شبکه در پایه 2m و در بدنه 4.4m می‌باشد (شکل‌های (۶) و (۷)) محیط استوانه برج، به 24 قاچ با زاویه مرکزی 15° تقسیم شده است. شالوده این برج را یک حلقه بتنی یکنواخت به پهنای 8.0m و عمق 1.2m تشکیل می‌دهد. بین ترازهای +18m تا +25m "پهنه بام" قرار دارد که برج را به رادياتورهای "دلتا" ارتباط می‌دهد.

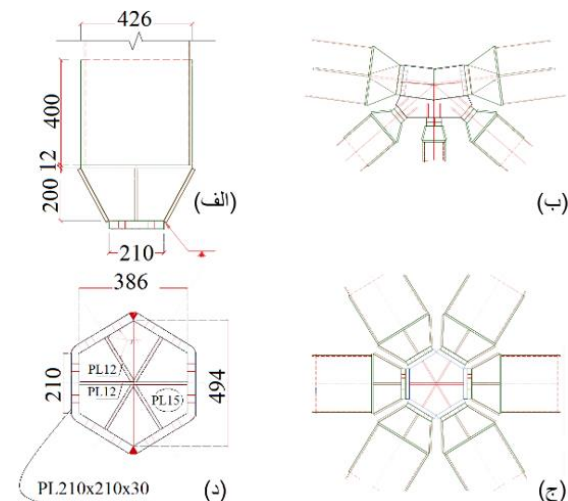
اعضای برج به اعضای "حلقه" و اعضای "دیواره" طبقه‌بندی می‌شوند. حلقه‌های اول و دوم در ترازهای ۱۱ و ۱۸ متری قرار دارند در دامنه برج فاصله بین حلقه‌ها متغیر بوده و در بدنه برج، به فاصله سه متر از هم قرار دارند. در ساخت این برج از لوله‌های زیر استفاده شده است:

{P114×3.2, P139×3.6, P168×4.0, P219×4.5, P273×5.0, P324×5.6, P406×6.3}



شکل ۸- پوش نیروهای وارد به پیونده شش- پر در برج

شماره یک (kN، + کششی)، باروش ASD



شکل ۹- نمونه جزئیات انتهایی اعضا و نحوه بستن اعضای برج شماره دو به پیونده شش- پر

شکل ۹- نمونه جزئیات انتهایی اعضا و نحوه بستن اعضای
برج شماره دو به پیونده شش- پر

{P25:P252×4.5, P36: P356×6.3, P40a:P406×8.0}

اعضای حلقوی و دیواره برج شماره دو نیز با چهار پیچ به پیونده شش- پر بسته می شود. شکل (۹)، جزئیاتی از پیونده شش- پر برج شماره دو را همراه با نمونه ای از جزئیات انتهایی اعضا نشان می دهد.

۴- تحلیل عددی پیونده شش- پر

۴-۱- مروری بر کارهای قبلی

به علت اهمیت پیونده در ایمنی، اقتصاد و زیبایی شبکه های فضاکار، کارهای پژوهشی متعددی در این زمینه انجام یافته است که به اندکی از آن ها در این بخش اشاره می شود. Maalek (۱۹۹۹) گزارشی از انجام آزمایش های دوطرفه روی پیونده نیامی (کاسان) با کاربرد روی شبکه فضاکار سه لایه آشیانه ایرباس را ارائه می دهد. Chenaghloou و همکاران (۲۰۱۴)، برای بیان عملکرد $M-\theta$ پیونده های گوی ساین^۳ نیمه صلب، یک تابع نمایی پیشنهاد نموده و قابلیت و صحت پیش بینی مدل را با نتایج آزمایشگاهی تأیید نمودند.

Davoodi و همکاران (۲۰۱۲)، رفتار غیرخطی پیونده های شبکه های فضاکار با سیستم "مرو" را تحت مطالعه قرار دادند. Ahmadizadeh و Maalek (۲۰۱۴)، بر مبنای منحنی های $P-\Delta$ به دست آمده از تعدادی آزمایش های دومحوری روی پیونده های "گوئین" کاسان، تأثیر انعطاف این پیونده ها را در حالت غیرخطی روی شبکه فضاکار مورد مطالعه قرار داده و نشان دادند که تغییر شکل پیونده ها می تواند باعث تغییر نیروهای داخلی اعضا، افزایش تغییر شکل و کاهش سختی و بار نهایی شبکه ها گردد.

مقادیر این نیروها در بازه ± 85 kN قرار دارد. کلیه مقادیر نیروهای برج شماره یک با روش تنش مجاز (ASD) محاسبه شده است. هر عضو برج توسط چهار پیچ به پیونده شش- پر بسته می شوند به قرار زیر:

برای اعضای 4 M16-8.8 <--- P16, P14, P11

برای اعضای 4 M20-8.8 <--- P27, P22

برای اعضای 4 M24-8.8 <--- P40, P32

در تراز +39m که بدنه به دامنه وصل می شود و تغییر زاویه در اعضای دیواره پیش می آید و با نیروهای حلقوی زیاد نیز هم- زمانی دارد، برای بستن اعضای (افقی) حلقه از شش پیچ استفاده شده است. اعضای بین لایه ای نیز به صورت برشی به ورق سخت- کننده افقی پیونده وصل می شود.

پیونده شش- پر "هگزانود"، برای برج شماره یک، شش بال به ضخامت 15mm و جان و ورق های سخت کننده به ضخامت 10mm دارد. علاوه بر سخت کننده های اصلی، به صورت موردی در موقعیت های مورد نیاز نیز ورق های سخت کننده جزئی اضافه شده است.

برج شماره ۲) شکل (۴) مشخصات کلی برج شماره دو را نشان می دهد. این برج ارتفاع 132m، قطر پایه 105m، قطر فوقانی 70m، عمق لایه 4.5m در بالا و عمق 2.5m در تراز شالوده دارد. بدنه استوانه ای برج در تراز +42 تا +132m قرار دارد. فاصله حلقه- های این برج نسبت به برج شماره یک، افزایش یافته و در بدنه برج برابر با 7.5m می باشد. بدین ترتیب تعداد پیونده های شش- پر این برج کم شده و در مقابل نیروهای وارده بر آن افزایش می یابد. جدول (۱)، پوش نیروهای برج شماره دو را نشان می دهد. این نیروها با روش طراحی بار نهایی LRFD محاسبه شده است. در جدول (۱)، علاوه بر مقاطع لوله ای برج یک، مقاطع زیر نیز مورد استفاده قرار گرفته است:

جدول ۱- پوش نیروهای برج خنک کن شماره دو

مقاطع	بازه نیروهای فشاری (kN), LRFD
P14	[-176, +233]
P16	[-212, +168]
P22	[-480, +456]
P25	[-523, +503]
P27	[-593, +565]
P32	[-845, +878]
P36	[-1146, +1194]
P40	[-1387, +886]
P40a	[-1362, +787]

۲-۴- فرضیات ماده

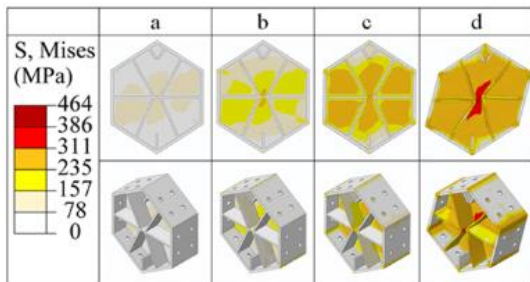
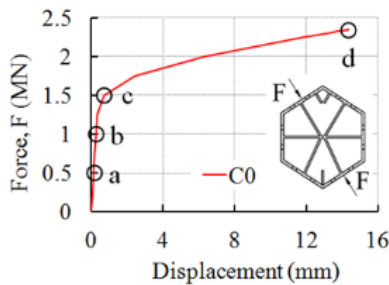
شکل (۱۰)، فرضیات مدل سازی فولاد پیونده شش- پر که از فولاد معمولی (S37-2(S235)JR) می باشد را نشان می دهد. در این شکل شبکه بندی اجزای محدود به کار رفته در مدل نیز نشان داده شده است. ملاحظه می شود که شبکه بندی اجزای محدود پیونده با استفاده از المان سه بعدی نرم افزار Abaqus 6.10-1 با روش static general و تا مرز تحمل پیونده انجام یافته است. ریز شدن کافی اجزاء امکان مشاهده تمرکز تنش در گوشه ها و لبه ورق ها و لبه سوراخ پیچ ها را فراهم می سازد. جدار ورقه های پیونده در صورت لزوم به اجزای ریزتری تقسیم شده است. حساسیت تحلیل نسبت به اندازه شبکه بندی اجزای محدود جداگانه مورد بررسی قرار گرفته است. همچنین، برای بررسی دقت و مناسب بودن فرض های به کار رفته در تحلیل، نتایج آزمایش هایی که نمونه ای از آن را شکل (۱۱) نشان می دهد، استفاده شده است. شکل (۸)، پوش تغییرات نیروهای حلقوی و مهاربندی دیواره برج خنک کن را در همه ترازهای ارتفاعی و با لحاظ نمودن کلیه حالات بارگذاری برج ارائه می دهد.

با توجه به این که، فقط یک پیونده برای همه ترازهای ارتفاعی برج طرح خواهد شد، لذا از شکل (۸)، فرینه مقدار (اکسترمم) نیروهای مهاربندی و اعضای حلقوی به ترتیب برابر با $[-417, +318]$ kN و $[-455, +372]$ به دست می آید و براین مبنای سیزده حالت بحرانی بارگذاری بنام های C0 تا C12 برای طرح پیونده منظور می گردد. در این حالات نیرویی ابعاد هندسی پیونده برج شماره یک (شکل (۵)) فرض شده است.

۳-۴- نتایج تحلیل

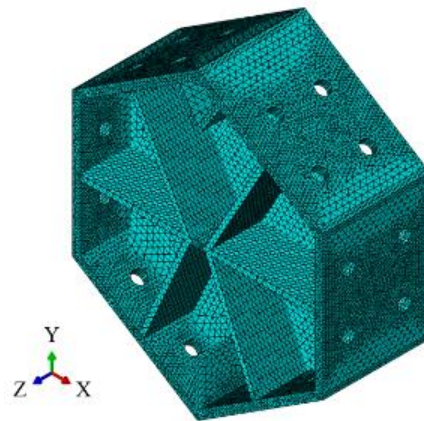
شکل های (۱۱) تا (۳۰)، خلاصه ای از نتایج تحلیل سازه پیونده شش- پر را نشان می دهد. جزئیات و نکات مهم هر یک از حالات تحلیلی به قرار زیر می باشد:

حالت C0 همان گونه که شکل (۱۱) نشان می دهد، این حالت نیرویی تک- سویه می باشد. میزان نیرو به طور تدریجی از صفر تا 2.4 MN (2400 kN) افزایش می یابد. روی نمودار (بار- تغییر مکان) چهار حالت مشخص دیده می شود.

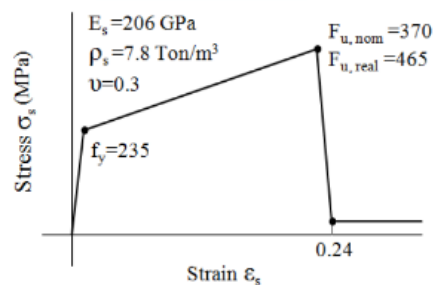


شکل ۱۱- نمودار نیرو- تغییر شکل و توزیع تنش (حالت C0)

حالت (a) در این حالت تحت نیروی فشاری $F=500 \text{ kN}$ پیونده تغییر شکل قابل ملاحظه ای ندارد. منظور از تغییر شکل پیونده، تغییر طول نسبی (در این حالت کوتاه شدگی) محل وارد شدن بارهای F می باشد. در این حالت حداکثر مقدار تنش فون میسیز^۴ جان پیونده کم تر از 157 MPa می باشد.

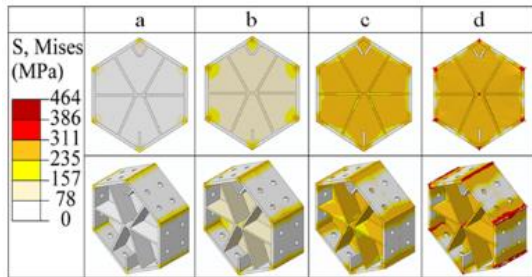
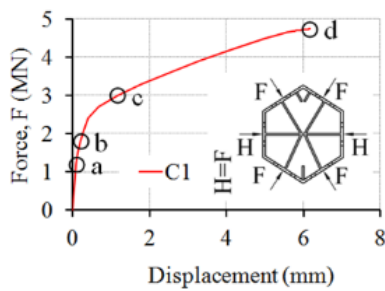


(الف)



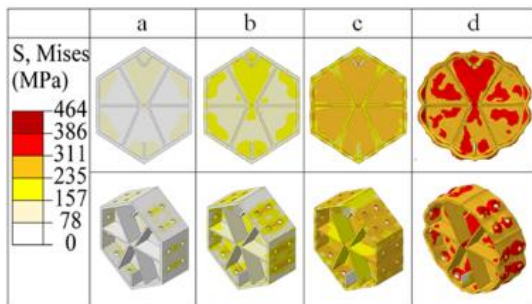
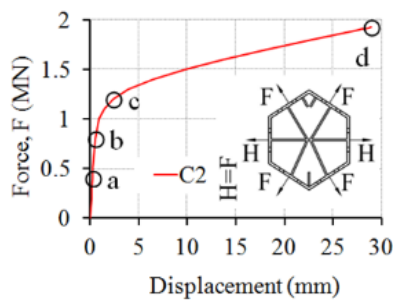
(ب)

شکل ۱۰- الف) شبکه بندی اجزای محدود، ب) مدل محاسباتی فولاد پیونده



شکل ۱۳- نمودار نیرو- تغییر شکل و توزیع تنش C1

حالت C2: در این حالت شش بار کششی مساوی به پیونده وارد می‌شود (شکل (۱۴)). تا نیروی $F=1000\text{kN}$ ، کاهش قابل-ملاحظه‌ای در سختی و مقاومت پیونده رخ نمی‌دهد. در حالت (c) با نیروی $F=1200\text{ kN}$ تغییر مکان به حدود 2.5mm می‌رسد که در حدود 16% تغییر مکان حالت (d) بارگذاری C0 می‌باشد. در بار نزدیک به 2000kN ، هر شش بال در محیط سوراخ پیچ‌ها و نیز در جان پیونده به حالت شکست می‌رسند.



شکل ۱۴- نمودار نیرو- تغییر شکل و توزیع تنش C2

حالت (b) این حالت نظیر بار $F=1000\text{ kN}$ می‌باشد و تغییر مکان قابل توجهی ندارد و در این حالت تنش فون میسز در منطقه کوچکی از مرکز جان پیونده به حد تسلیم می‌رسد.

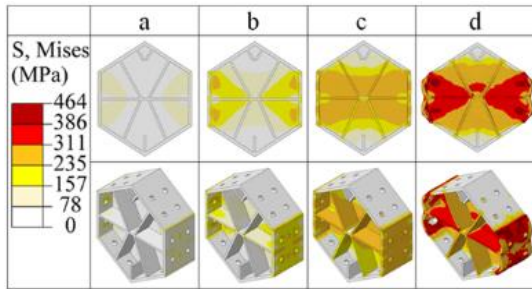
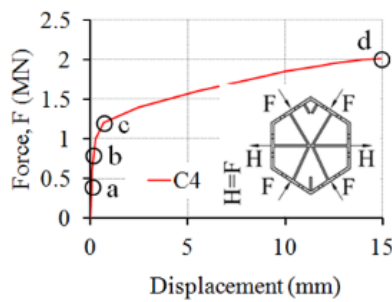
حالت (c) نظیر بار $F=1500\text{kN}$ می‌باشد که کاهش طولی برابر با 0.7mm نشان می‌دهد و در این حالت تنش تسلیم قسمت بزرگی از جان را فرا می‌گیرد.

حالت (d) با افزایش بیشتر بار، در $F=2400\text{ kN}$ پیونده به ظرفیت نهایی خود می‌رسد. در این زمان تنش فون میسز در منطقه قابل ملاحظه‌ای از مرکز پیونده از حد مقاومت نهایی فولاد فراتر رفته که به معنی ظرفیت شکست پیونده می‌باشد. این حالت حدی با تغییر شکل بزرگ اعوجاجی پیونده نیز همراه است. برای این حالت بارگذاری یک‌جهته، پیونده شش- پر تحت آزمایش فشاری زیر بار $F=1000\text{ kN}$ تغییر شکل ناچیز داشت و این تغییر شکل‌ها آثار ماندگاری از خود نداشت (شکل (۱۲)).

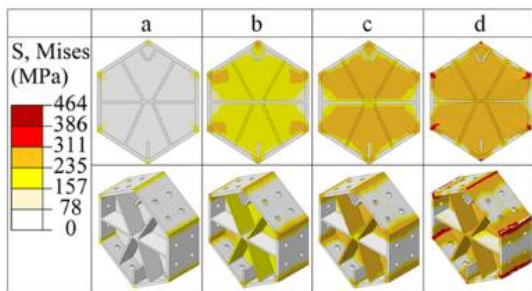
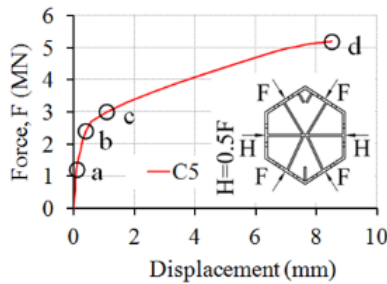


شکل ۱۲- آماده‌سازی یک پیونده شش- پر برای آزمایش یک جهته C0

حالت C1: در این حالت شش نیروی فشاری برابر به پیونده شش-پر وارد می‌شود. تا نیروی $F=2000\text{ kN}$ ، کاهش مقاومت و سختی در پیونده مشاهده نمی‌شود (شکل (۱۳)). در حالت (c)، زیر بار $F=3000\text{kN}$ ، تغییر طولی برابر با 1.2mm مشاهده می‌شود که 8% کمتر از تغییر طول نظیر حالت (d) بار C0 می‌باشد. در این بار، تقریباً تمام سطح جان پیونده به حالت تسلیم می‌رسد و با افزایش بیشتر بار در $F=4700\text{ kN}$ بال‌های پیونده از گوشه‌ها پاره می‌شود.



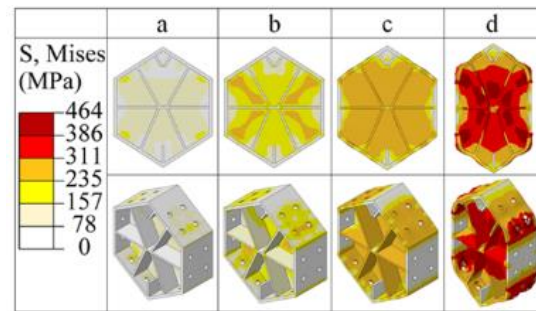
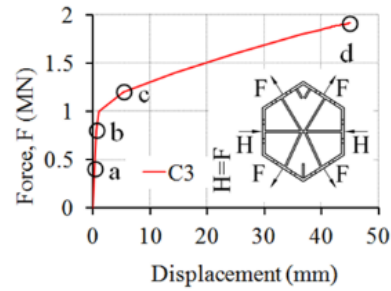
شکل ۱۶- نمودار نیرو- تغییر شکل و توزیع تنش C4



شکل ۱۷- نمودار نیرو- تغییر شکل و توزیع تنش C5

بارگذاری C6: چهار نیروی کششی F بیانگر نیروهای اعضای دیواره برج و دو نیروی کششی افقی (حلقوی) برابر $H=0.5F$ به پیونده وارد می‌شود (شکل ۱۸). در نقطه (b) از نمودار نیروی $F=800\text{kN}$ تغییر مکان نقطه اثر نیرو متناظر با 0.54mm بوده و در نقطه (c) با نیروی $F=1200\text{kN}$ تغییر مکان 2.1mm می‌باشد. در حالت (d) با نیروی $F=2270\text{kN}$ هم بال‌ها و هم جان پیونده با شکست کامل روبه‌رو می‌شود.

حالت C3: در این حالت بارگذاری چهار نیروی کششی F (اعمالی از اعضای دیواره برج) و دو نیروی فشاری افقی حلقوی $H=F$ به پیونده شش- پر وارد می‌شود (شکل ۱۵). در نیروی $F=1000\text{kN}$ تغییر طول برابر 1.0mm بوده و کاهش جدی سختی و مقاومت در پیونده مشاهده نمی‌شود. در حوالی بار $F=2000\text{kN}$ ، جان پیونده و ورق‌های سخت‌کننده همچنین بال‌ها در نزدیکی- های چهار گوشه پاره و شکسته شده‌اند.

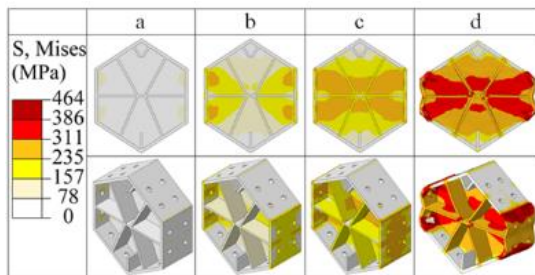
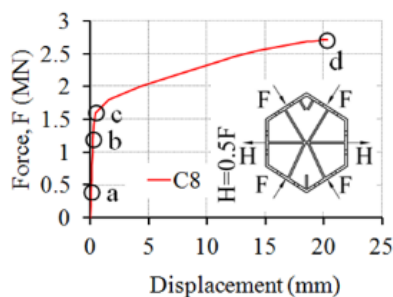


شکل ۱۵- نمودار نیرو- تغییر شکل و توزیع تنش C3

بارگذاری C4: در این حالت چهار نیروی فشاری F (از طرف اعضای دیواره) و دو نیروی افقی کششی $H=F$ (معادل نیروهای حلقوی افقی) به پیونده وارد می‌شود (شکل ۱۶). در نیروی $F=1000\text{kN}$ تغییر طول 0.27mm در محل اثر بارهای F و 1.6mm در محل اثر بارهای H می‌باشد. علت اصلی تفاوت تغییر طول این است که در فشار نیرو به کل سطح تماس وارد می‌شود، بنابراین ورق‌های سخت‌کننده وارد عمل می‌شوند در صورتی که در نیروی کششی، بار از طریق سطح مهره (و سطح پیرامونی سوراخ پیچ) و از طریق خمش مستقیم ورق بال به آن وارد می‌شود. در حالت (c) با نیروی $F=1200\text{kN}$ تغییر طول H برابر 1.5mm می‌باشد.

بارگذاری C5: در این بارگذاری چهار نیروی فشاری F با دو نیروی فشاری حلقوی برابر با $H=0.5F$ به پیونده وارد می‌شود (شکل ۱۷). در حالت (b) نیروی $F=2400\text{kN}$ و تغییر مکان برابر 0.38mm در نقطه اثر F می‌باشد. در حالت (c) نیروی $F=3000\text{kN}$ و تغییر مکان برابر 1.1mm است. در نقطه (d) با نیروی $F=5200\text{kN}$ شکست در گوشه بال‌ها رخ می‌دهد.

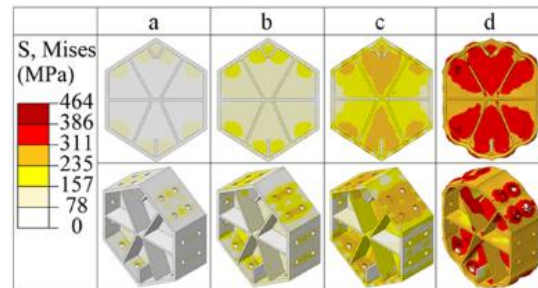
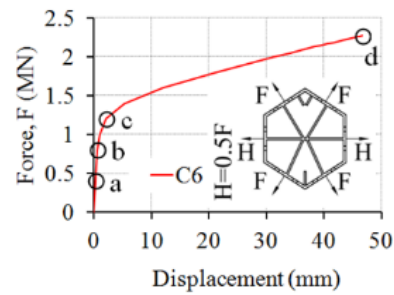
بارگذاری C8: چهار نیروی فشاری F به عنوان نیروی اعضای دیواره برج و دو نیروی کششی افقی (حلقوی) برابر $H=0.5F$ به پیونده وارد می‌شود (شکل (۲۰)). در حالت (c) نیروی $F=1600\text{kN}$ تغییر مکان نقطه اثر نیرو متناظر با 0.45mm بوده و در همان حال جابه‌جایی نسبی نقاط اثر بار H برابر 1.2mm می‌باشد. تغییر مکان اخیر مربوط به لبه آزاد بال پیونده است، بنابراین تغییر مکان نقطه اثر بار H کم‌تر از نصف این مقدار یعنی در حد 0.6mm خواهد بود. افزایش میزان بار در حوالی مقدار بار کششی $H=1360\text{kN}$ با جابه‌جایی 40mm به شکست پیونده منجر شده است.



شکل ۲۰- نمودار نیرو- تغییر شکل و توزیع تنش C8

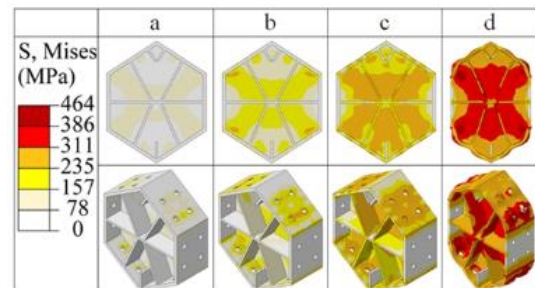
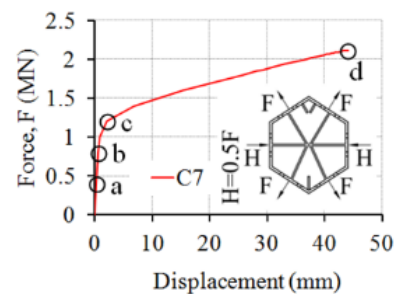
بارگذاری C9: چهار نیروی فشاری F همراه با دو نیروی فشاری برابر $H=1.5F$ به پیونده وارد می‌شود (شکل (۲۱)). در این بارگذاری شش نیروی فشاری، مثل حالت C1 و C5 پیونده مقاومت و سختی به مراتب بالاتری را نسبت به حالات دیگر نشان می‌دهد.

بارگذاری C10: چهار نیروی کششی F همراه با دو نیروی کششی حلقوی برابر $H=1.5F$ به پیونده وارد می‌شود (شکل (۲۲)). در حالت (c) با نیروی $F=1000\text{kN}$ تغییر مکان نقطه اثر نیرو برابر با 1.3mm می‌باشد. در نقطه (d) با نیروی $F=1430\text{kN}$ و نیروی $H=2150\text{kN}$ و با تغییر مکانی برابر با 53mm جان و سخت‌کننده های متصل به بال با نیروی H شکسته و پاره شده‌اند.

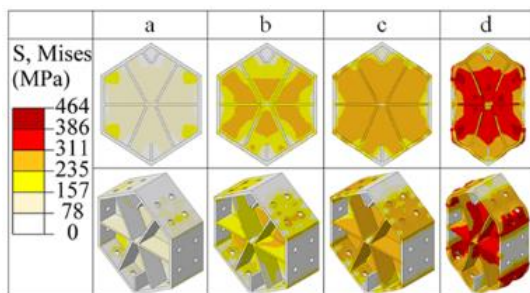
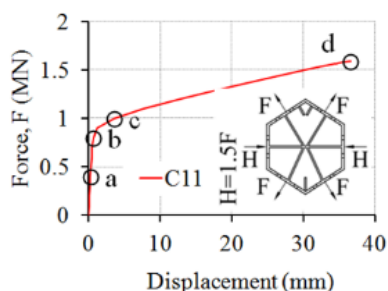


شکل ۱۸- نمودار نیرو- تغییر شکل و توزیع تنش C6

بارگذاری C7: چهار نیروی کششی F بیانگر نیروهای اعضای دیواره برج و دو نیروی فشاری افقی (حلقوی) برابر $H=0.5F$ به پیونده وارد می‌شود (شکل (۱۹)). بالاتر از نقطه (b) از نمودار نیروی $F=1000\text{kN}$ تغییر مکان نقطه اثر نیرو، متناظر با 0.9mm بوده و در نقطه (c) با نیروی $F=1200\text{kN}$ تغییر مکان 2.1mm می‌باشد. در حالت (d) با نیروی $F=2120\text{kN}$ بال و جان و بخش زیادی از ورق‌های سخت‌کننده پیونده با شکست روبرو می‌شود.

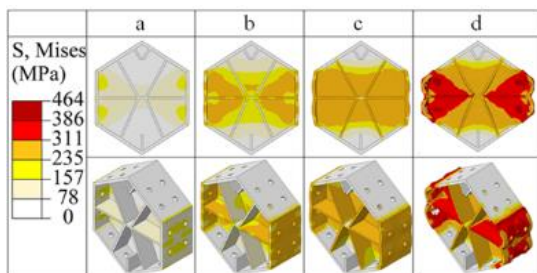
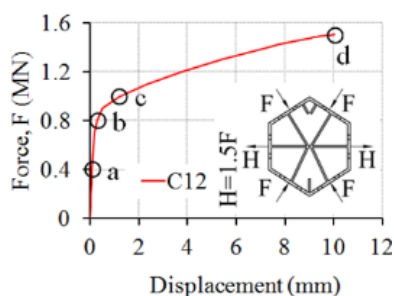


شکل ۱۹- نمودار نیرو- تغییر شکل و توزیع تنش C7

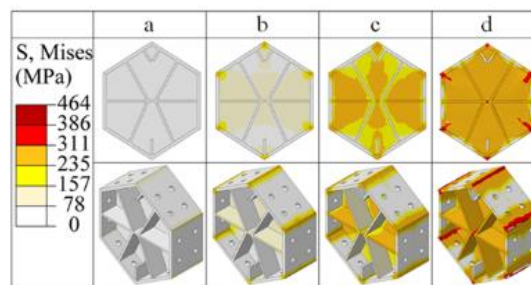
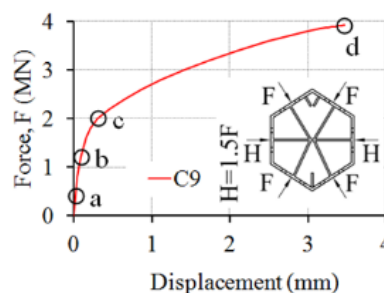


شکل ۲۳- نمودار نیرو- تغییر شکل و توزیع تنش C11

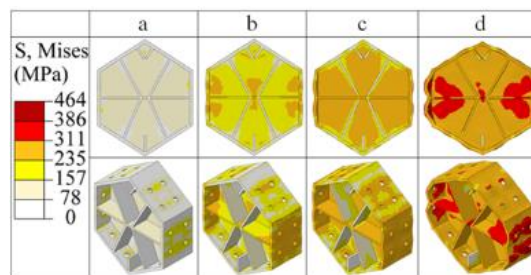
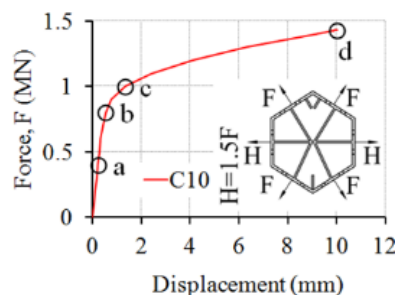
بارگذاری C12: چهار نیروی فشاری F و دو نیروی کششی افقی برابر $H=1.5F$ به پیونده وارد می‌شود (شکل (۲۴)). در نقطه (b) با نیروی $F=800\text{kN}$ تغییر مکان لبه آزاد بال‌های F برابر با 0.29mm بوده و در همین حال تغییر طول نسبی لبه آزاد بال‌های متقابل هم، با بار H برابر با 3.4mm می‌باشد. همین تغییر مکان در نقطه (c) نمودار با بار $F=1000\text{kN}$ برابر با 1.2mm می‌باشد. با افزایش بار در حوالی بار کششی $H=2260\text{kN}$ ، با تغییر مکان 63mm ، در محل اعمال نیروی (H) پیونده شکسته است.



شکل ۲۴- نمودار نیرو- تغییر شکل و توزیع تنش C12



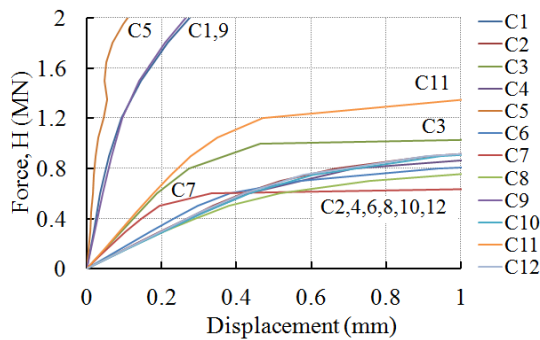
شکل ۲۱- نمودار نیرو- تغییر شکل و توزیع تنش C9



شکل ۲۲- نمودار نیرو- تغییر شکل و توزیع تنش C10

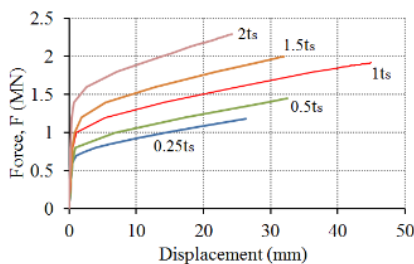
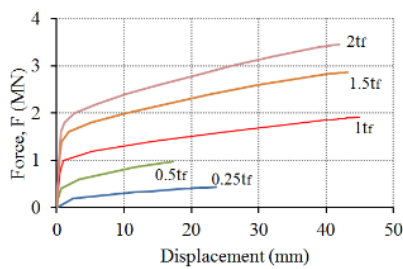
بارگذاری C11: چهار نیروی کششی F و دو نیروی فشاری افقی برابر $H=1.5F$ به پیونده وارد می‌شود (شکل (۲۳)). در نقطه (b) نیروی $F=800\text{kN}$ تغییر مکان لبه آزاد بال‌های F برابر با 0.63mm می‌باشد. در نقطه (c) با بار $F=1000\text{kN}$ همین تغییر مکان برابر با 3.6mm می‌باشد. حالت شکست نهایی پیونده شبیه به بارگذاری‌های C3 و C7 می‌باشد.

سخت کننده بال و جان باشند. ضخامت بال و سخت کننده ها به- میزان {0.25, 0.50, 1.50, 2.0} برابر ضخامت اولیه آن ها تغییر یافت. مقادیر اولیه آن ها برابر بود با $t_f=15$ mm و $t_s=10$ mm. شکل های (۲۷) و (۲۸) نتایج تحلیل را نشان می دهد. ملاحظه می شود که تغییرات ضخامت بال تأثیر خیلی جدی تری در تغییر باربری پیونده شش- پر دارد.



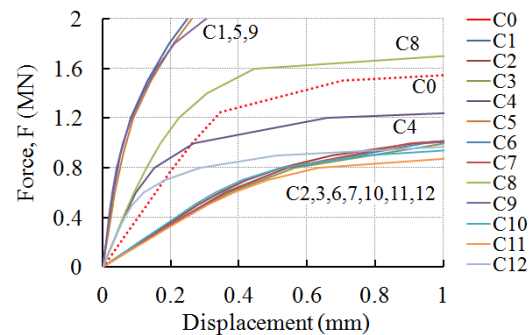
Stiffness in Horizontal Direction		
Load Case	H(kN)	Stiffness (MN/m)
C8	507	1267
C2,4,6,10,12	573	1432
C7	600	1500
C3	933	2332
C11	1120	2800
C1,5,9	2000<	5000<

شکل ۲۶- ضرایب سختی در جهت افقی (نسبت به H)



شکل ۲۷- تأثیر ضخامت بال و سخت کننده بر ظرفیت باربری پیونده شش- پر (بارگذاری C3)

تمام بارگذاری ها: شکل های (۲۵) و (۲۶) ضرایب سختی پیونده را برای بارگذاری های C0 تا C12 را یکجا ارائه می دهند. مجموعه نمودارهای بالایی شکل ها، نگاهی نزدیک به جابه جایی نسبی دو بال متقابل بارگذاری شده پیونده در محدوده پایین تر از 1mm را دارند. به طور منطقی سه بارگذاری C1, C5 و C9 که در آن ها تمام نیروها فشاری هستند، بیشترین سختی و مقاومت را دارند و حالات بارگذاری با حضور نیروی کششی F و یا H مقاومت و سختی به مراتب کمتری را از خود بروز می دهند. این کاهش مقاومت در بازه [0.17, 0.25] متغیر می باشد.



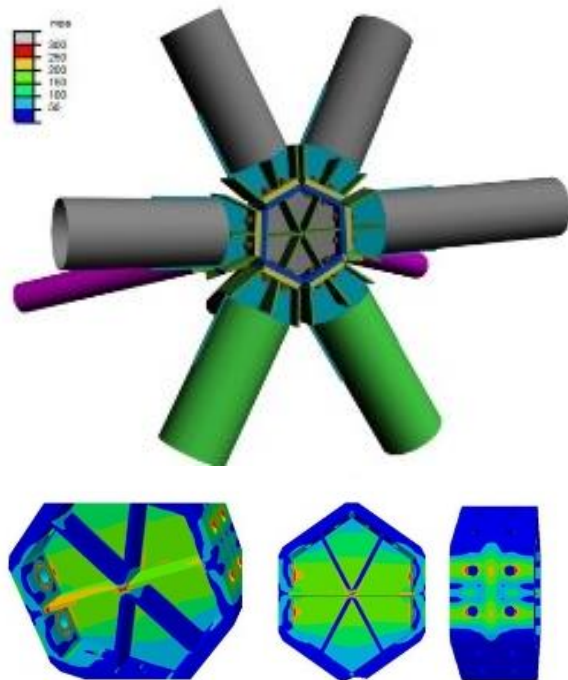
Stiffness in Diagonal Direction		
Load Case	F (kN)	Stiffness (MN/m)
C2,3,6,10,11	667	1667
C12	853	2132
C4	1067	2667
C0	1280	3200
C8	1520	3800
C1,5,9	2000<	5000<

شکل ۲۵- ضرایب سختی در جهت قطری (نسبت به F)

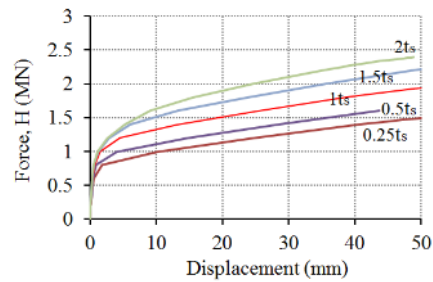
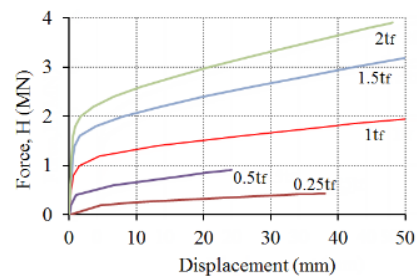
با فرض تغییر مکان حدی 0.4mm ظرفیت کششی پیونده شش- پر برابر خواهد بود با $F=+650$ kN و $H=+550$ kN. با این تغییر مکان، جابه جایی بال تحت بار نسبت به مرکز پیونده برابر $0.4/2=0.2$ mm خواهد بود. بنا به جداول شکل های (۲۵) و (۲۶) حداقل سختی پیونده شش- پر برابر 1267 MN/m می باشد.

۴-۴- مطالعه پارامتریک

نمودارهای نیرو- تغییر مکان شکل های (۱۱) تا (۲۶)، با فرض یک هندسه ثابت و مشخص برای پیونده شش- پر به دست آمده است که البته برای نیروهای وارده به آن در برج شماره یک از سختی و مقاومت کافی برخوردار بوده و با حاشیه ایمنی بالاتر از نیاز جوابگوی حالات بارگذاری می باشد. در این بخش اثر تغییر هندسه پیونده بر ظرفیت باربری آن مطالعه می شود. مطالعه پارامتریک برای حالات بارگذاری C3 و C4 انجام می گیرد. فرض می شود t_f و t_s به ترتیب، نشان دهنده ضخامت بال و ورق های



شکل ۳۰- تنش‌های فون میسیز یک حالت نیرویی پیونده برج شماره دو

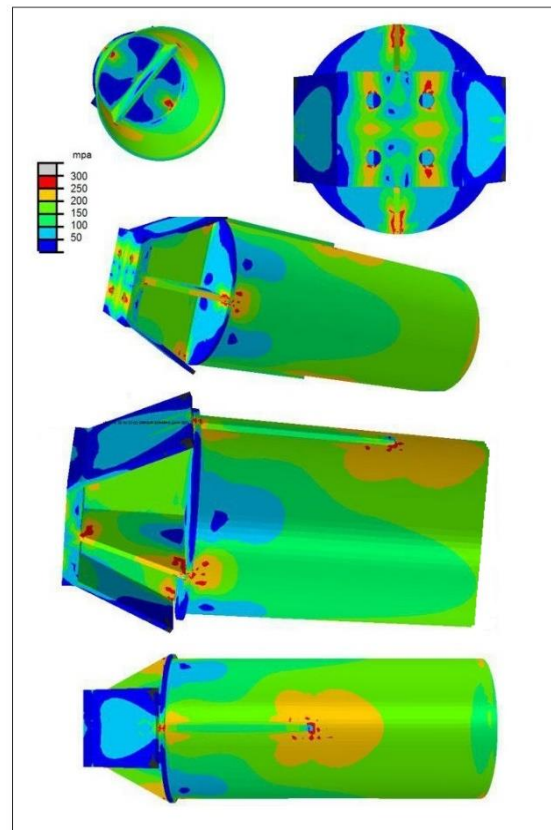


شکل ۲۸- تأثیر ضخامت بال و سخت‌کننده بر ظرفیت باربری پیونده شش- پر (بارگذاری C4)

بر مبنای نمودار شکل‌های (۲۷) و (۲۸)، همچنین با ملاحظه بازه نیروهای جدول (۱)، در پیونده‌های برج شماره دو، ضخامت ورق‌ها به‌قرار شکل (۱۰)، با مشخصات می‌باشد، منظور گردید. شکل‌های (۲۹) و (۳۰)، نتایجی از تنش فون میسیز را برای انتهای یک عضو و بارگذاری یک جهته پیونده شش- پر، در بحرانی‌ترین حالت نشان می‌دهد.

۵- جمع‌بندی و نتیجه‌گیری

تعیین مقاومت و سختی پیونده شبکه‌های فضاکار در عین ضروری بودن، به علت وجود حالات ترکیبی سه‌بعدی نیروهای وارد به آن، امری پیچیده است. این مقاله حد سختی و مقاومت پیونده شش- پر را برای دو برج خنک‌کن فولادی سهرابه با شبکه‌بندی دولایه را مورد مطالعه قرار داد. مقاله ابتدا پوش و دامنه نیروهای وارد به برج‌ها را به‌دست آورده سپس بر مبنای آن نیروها حالات بارگذاری C0 تا C12 را با نرم‌افزار Abaqus 6.10-1 با لحاظ نمودن رفتار غیرخطی فولاد تا حد خرابی پیونده مورد تحلیل عددی قرار داد. بر مبنای نمودارهای به‌دست آمده، کرانه پایین ظرفیت پیونده تعیین گردید. سپس مطالعه پارامتریک پیونده با لحاظ نمودن ضخامت‌های مختلف بال و ورق‌های سخت‌کننده انجام یافته و با تغییر میزان نیرو در پیونده ابعاد مناسب هندسی برای آن انتخاب گردید.



شکل ۲۹- تنش‌های فون میسیز جزئیات انتهایی عضو برج شماره دو، تحت حداکثر کشش

1985, 7 (4), 263-267.

Maalek S, "Structural assessment and quality control for the Homa Aircraft Hangar No. 3. International Journal of Space Structures 1999, 14 (3), 167-184. VGB Guideline, Structural Design of Cooling Towers, R 610 Ue, 2005, Germany.

۶- قدردانی و سپاس‌گزاری

نویسندگان مراتب سپاس و قدردانی خود را از آقایان مهندس یقیشه قولتوقچیان، مهندس محمدرضا مینوپور، دکتر علیرضا الحاق و مهندس شهید ابوالقاسمی به‌خاطر نظرات گران‌قدر کارشناسی، و از گروه مینا، شرکت‌های مشانیر، پرساز و نورهان صنایع، به‌خاطر اطلاعات برج‌های خنک‌کن اعلام می‌دارند.

۷- مراجع

عباسی موسوی س م، عابدی ک، چناقلو م ر، "بررسی رفتار پایداری و حساسیت به ناکاملی سازه‌های فضاکار فرم‌آزاد دوگنبدی"، نشریه مهندسی عمران و محیط زیست، ۱۳۹۴، ۴۵ (۴)، ۸۱-۹۵.

محمدی م، تقی‌زادیه ن، عابدی ک، صادقی ا، "بررسی پایداری سازه‌های چلیکی تک‌لایه فضاکار"، نشریه مهندسی عمران و محیط زیست، ۱۳۹۱، ۴۲ (۲)، ۱۷-۳۹.

نشریه ۴۰۰، "آئین‌نامه سازه‌های فضاکار ایران"، سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی نهاد ریاست جمهوری.

Ahmadi H, Lotfollahi-Yaghin MA, Shao YB, "Chord-side SCF distribution of central brace in internally ring-stiffened tubular KT-joints: A geometrically parametric study", Thin-Walled Structures, 2013, 70 (3), 93-105.

Ahmadizadeh M, Maalek S, "An investigation of the effects of socket joint flexibility in space structures", Journal of Constructional Steel Research, 2014, 102, 72-81.

Billington PD, "Thin shell concrete structures", 2nd edition, 1982, McGraw-Hill Company, USA.

Chenaghloou MR, Nooshin H, Harding JE, "Proposed Mathematical Model for Semi-rigid Joint Behaviour ($M-\theta$) in Space Structures", International Journal of Space Structures, 2014, 29 (2), 71-80.

CIDECT Design Guides 1, 2008.

Davoodi MR, Vaseghi Amiri J, Gholampour S, Mostafavian SA, "Determination of Nonlinear Behavior of a Ball Joint System by Model Updating", Journal of Constructional Steel Research, 2012, 71, 52-62.

Heristchian M, Akbarpoor A, Azadbakht Sh, "Structural behaviour of lattice double-layer steel cooling towers", Proceedings of the 3rd National Conference on Spatial Structures, University of Tehran, Iran, 2011.

Heristchian M, Zandi O, "The strength and stiffness of the paraboloidal single-layer lattice steel cooling towers with stiff rings", 4th National Conference on Spatial Structures, 23-24 May, College of Engineering, University of Tehran, 2014. www.iiossconf.com.

IASS, WG8: Guide to Buckling Load Evaluation of Metal Reticulated Roof Structures, 2014 (Draft).

Karlsen GG, "Wooden Structures", 1967, Mir Publishers, Moscow.

Kollár L, "Large reticulated steel cooling towers", International Journal of Engineering Structures,

EXTENDED ABSTRACT

Considerations in Design of Joints for Lattice Steel Cooling Towers of Power Plants

Mahmoud Heristchian^{a,*}, Hoshyar Nooshin^b, Pouyan Pourakbar^c

^a Department of Civil Engineering, South Tehran Branch, Islamic Azad University, Tehran, Iran

^b Department of Civil and Environmental Engineering, University of Surrey, Guildford, UK

^c South Tehran Branch, Islamic Azad University, Tehran, Iran

Received: 08 July 2018; **Accepted:** 15 July 2019

Keywords:

Spatial structures; Lattice steel cooling towers; Hexa-node; Steel connections.

1. Introduction

Understanding the ultimate and the working strength and stiffness of the connections is required for the design of spatial structures. Comparison of numerical modeling with the experimental results is the most useful method to investigate the structural behaviour of the joints. The geometry and proportions of a particular connection depend on various factors such as the magnitude of forces, the size of the structural members, the end-details of the elements, the method of construction and economic factors. This paper studies the structural behaviour of the joints of a steel lattice cooling tower.

A good number research on spatial structures is devoted to obtain the strength and stiffness of the nodes and/or assembly of nodes and structural members. For instance, Maalek (1999) presents the results of experimental and numerical works on Akam socket joints. In this work, Akam spherical socket nodes of diameter 250 mm of ST37 and ST52 are subjected to various biaxial combinations of tensile and compressive forces. Chenaghloou et. al. (2014) study the behaviour of a type of ball joint and propose a model for obtaining its rotational rigidity and strength under various loading conditions. Davoodi et. al. (2012), study the nonlinear behaviour of a ball joint used in spatial structures. Ahmadizadeh and Maalek (2014), investigate the effect of the flexibility of the socket joints in spatial structures.

The size of a 'node', normally, has a reverse relation with its stiffness. For instance, a ball joint has much higher (axial) rigidity than that of the 'equivalent' socket joint. On the other hand, a socket joint is capable of accommodating larger structural elements, and avoiding member and/or bolt clashes at a relatively lower cost than its 'equivalent' ball joint. The interactions of biaxial and/or triaxial forces are more pronounced in socket joints and hence, the redistribution of forces among the structural elements could seriously increase or decrease the axial stresses in the members. A modeling technique should take care of the behaviour of the node with a reasonable level of simplicity for the practicing design engineers.

The design forces and the geometric features of two funnel shape lattice steel cooling towers of heights 123m and 132m are used for the design of the typical joints for these towers. Tower 1, with height 123, has 39m skirt and 84m trunk. The diameter of the trunk of the tower is 62m and the diameter of the base of the tower is 82m. The body of the tower is a 3-way double-layer grid with a thickness of 2m at the base and 4.4m at the trunk of the tower (Heristchian et. al. 2011). The foundation of the tower 1 is a ring with a uniform width of 8m and a uniform depth of 1.2m, but at the supports there is a raised platform. Tower 2, with a height of 132m, has 42m skirt and 90m trunk. The diameter of the trunk of the tower is 72m, and the diameter of the base of the tower 105m. The thickness of the trunk is 4.5m and the depth of the base is 2.5m.

* Corresponding Author

E-mail addresses: heris@azad.ac.ir (Mahmoud Heristchian), h.nooshin@surrey.ac.uk (Hoshyar Nooshin), pouyan.pourakbar@yahoo.com (Pouyan Pourakbar).

The cooling towers 1 and 2, were designed against the combined actions of the dead load, wind load, internal suction, thermal loads, earthquake, and uneven settlement, loss of supports, snow and ice. In reinforced concrete cooling towers both wind and earthquakes have detrimental effects, whereas in lattice steel cooling towers, the earthquakes have very minor effects in design of structural elements. This is due to the noticeable lightness of the lattice cooling towers. For instance, for the height under consideration, a lattice steel cooling tower roughly weighs (1/10) of the equivalent reinforced concrete cooling tower. Whereas, the pressure/suction of the wind depend on the shape and height of the tower that are mainly determined by mechanical requirements, thus it has almost the same value for both concrete and steel cooling towers.

The hexa-node is used as a connector in Towers 1 and 2. Six elements of the tower are connected to this node. Four high-strength bolts of various sizes are used to connect each element.

2. Modeling of the hexa-node

The strength and stiffness of the hexa-node are analysed with Abaqus 6.10-1. The material of the node is S235JR (ST37-2) and the method of analysis is static general as defined in Abaqus.

Considering the different values of multi-directional forces applied to the hexa-node, thirteen load cases are considered in the modeling of the hexa-node. Consequently, the load-displacement diagrams for various cases were obtained. Where, the relative extension/contraction of the points of application of the load was used in diagrams. The initiation of the yielding and failure was specified for every load case

As it is anticipated, the lower stiffness values belong to cases that combine tension with compression. Then, the tensile capacity of the hexa-node will be $F=+650\text{kN}$ (for bracing, wall elements) and $H=+550\text{kN}$ (for horizontal, ring elements). Under these forces, the deformation of the face of the hexa-node relative to the centre of the node will be $0.4/2=0.2\text{mm}$.

3. Parametric Studies

In order to select more appropriate design values for the hexa-node, the article carried out a number of parametric studies. The load capacity of the hexa-node is obtained for various flange and stiffener thicknesses. The analyses revealed that the change in the flange thickness has a much stronger effect on the load capacity of the hexa-node. Based on the parametric studies, the thickness of the flange, the web and the stiffeners of the hexa-node for Tower 2, were selected as 30, 15 and 12mm, respectively.

4. Concluding Remarks

This paper, studies the strength and stiffness of the hexa-node used in the construction of double-layer steel cooling towers. The hexa-node is under multi-directional tensile and compressive forces. The paper summarises the extreme forces applied to the hexa-nodes at various levels and under all load combinations of two cooling towers of heights 123m and 132m. Based on the applied load ranges, a hexa-node is modeled for thirteen load cases with Abaqus 6.10-1 and the load-displacement diagrams are produced for each case up to failure. Finally, by comparing the results of all the cases, the lower limit for the capacity of the hexa-node is determined under assumed design criteria. According to the parametric studies, the change in the flange thickness of the hexa-node has a much stronger effect on the load capacity of the hexa-node.

5. References

- Ahmadizadeh M, Maalek S, "An investigation of the effects of socket joint flexibility in space structures", Journal of Constructional Steel Research, 2014, 102, 72-81.
- Chenaghloou MR, Nooshin H, Harding JE, "Proposed Mathematical Model for Semi-rigid Joint Behaviour ($M-\theta$) in Space Structures", International Journal of Space Structures, 2014, 29 (2), 71-80.
- Davoodi MR, Vaseghi Amiri J, Gholampour S, Mostafavian SA, "Determination of Nonlinear Behavior of a Ball Joint System by Model Updating", Journal of Constructional Steel Research, 2012, 71, 52-62.
- Heristchian M, Akbarpoor A, Azadbakht Sh, "Structural behaviour of lattice double-layer steel cooling towers", Proceedings of the 3rd National Conference on Spatial Structures, University of Tehran, Iran, 2011.
- Maalek S, "Structural assessment and quality control for the Homa Aircraft Hangar No. 3. International Journal of Space Structures 1999, 14 (3), 167-184.