

Research Article

Evaluation of Response Modification Factor of Steel Column-Supported Hyperbolic Cooling Tower

Seyed Mohammad Saeid Sobhan^{1*}, Hossein Karbaschi², Ehsan Dehghani³

1- Assistant Professor, Faculty of Engineering, Mahallat Institute of Higher Education, Mahallat, Iran

2- Assistant Professor, Faculty of Science, Mahallat Institute of Higher Education, Mahallat, Iran

3- Associate Professor, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, University of Qom, Qom, Iran



Citation: Sobhan, S.M.S., Karbaschi, H., and Dehghani, E. (2026), "Evaluation of Response Modification Factor of Steel Column-Supported Hyperbolic Cooling Tower", *Journal of Steel & Structures*, 20(52), pp.148-165. (In Persian)

doi <https://doi.org/10.22034/jss.2026.598536.1055>

Article info:

Article History:

Received: 15 January 2026

Revised: 25 April 2026

Accepted: 28 April 2026

Published: 22 June 2026

Keywords:

Cooling Tower
Steel Columns
Static Pushover Analysis
Finite Element Method
Response Modification Factor

ABSTRACT

Background: Hyperbolic cooling towers are considered important and strategic structures in power plants. Due to their large dimensions, complex geometry, and unique dynamic characteristics, these structures exhibit seismic behavior that differs considerably from that of conventional structures. Therefore, the determination of appropriate seismic parameters, particularly the response modification factor, plays a crucial role in ensuring the safe and economical design of cooling towers. The shell and supporting columns of cooling towers are typically constructed of reinforced concrete, with the columns generally configured in X- or A-shaped arrangements. The objective of this study is to evaluate the response modification factor of a reinforced concrete cooling tower supported by a structural system consisting of steel columns with meridional or I-shaped configurations.

Methods: The seismic performance and response modification factor of the proposed cooling tower were investigated using nonlinear static pushover analysis. A three-dimensional finite element model of a cooling tower approximately 120 m in height was developed. The reinforced concrete shell was supported by 36 steel columns arranged in meridional or I-shaped configurations and inclined at an angle of 10° to the vertical. Pushover analysis was performed using a lateral load pattern proportional to the fundamental mode shape to represent the dominant contribution of the first mode to the overall seismic response.

Results: Based on the analysis results, the structural capacity curve and key seismic parameters, including the target displacement, response modification factor, ductility reduction factor, and overstrength factor, were determined. The response modification factor and overstrength factor obtained for the cooling tower supported by meridional steel columns were approximately 1.4 and 1.02, respectively.

Conclusion: The results demonstrated that the steel column-supported cooling tower can sustain the target displacement in a stable manner without experiencing structural instability. The response modification factor obtained for the cooling tower was found to be lower than the corresponding values specified in the relevant design codes. The response modification factor and overstrength factor of the cooling tower with meridional or I-shaped steel columns were approximately 60% and 42% lower, respectively, than the corresponding values recommended by the design codes.

* Corresponding Author's E-mail: ssobhan@mail.ir



Copyright for this article are retained by the author(s) with publishing rights granted to Iranian Society of Steel Structures Press. The content of this article is subject to the terms and conditions of the Creative Commons Attribution 4.0 International (CC-BY-NC 4.0) License. For more information, please visit <https://www.creativecommons.org/licenses/by-nc/4.0/legalcode>

Introduction

Hyperbolic Cooling towers are among the critical structures in power generation facilities. The shell and supporting columns of cooling towers are typically constructed of reinforced concrete, with the columns commonly arranged in X or Λ -shaped configurations. This study investigates the innovative application of steel columns with meridional or I-shaped configurations in cooling towers. Cooling towers are among the largest shell structures of their kind. Given their critical role in power plants, cooling towers are classified as special and important structures, and any damage caused by various types of loading can adversely affect the continuous operation of the power plant. Therefore, numerous studies have been conducted to investigate the structural behavior of cooling towers. In this study, the innovative use of steel columns as an alternative to conventional reinforced concrete columns is proposed. In this paper, the design and modeling of a cooling tower with a composite structural system consisting of a reinforced concrete shell and steel columns were considered. The supporting columns of the tower were designed in a meridional configuration. The proposed cooling tower was modeled and analyzed using the finite element method. Based on the results of the pushover analysis, the seismic performance of the structure was evaluated, and the response modification factor, ductility reduction factor, and overstrength factor of the cooling tower were determined and compared with the corresponding values recommended by the relevant design codes.

Methods

The seismic performance and response modification factor of a reinforced-concrete cooling tower supported by steel columns are evaluated using nonlinear static pushover analysis. A cooling tower with an approximate height of 120 m is modeled using the finite element method. In the proposed cooling tower, the reinforced concrete shell is supported by 36 meridional steel columns with an I-shaped cross-section, inclined at an angle of 10° from the

vertical axis. The cooling tower shell was modeled using four-node shell elements, while the supporting columns were modeled using frame elements. The nonlinear static pushover analysis is conducted under a lateral load pattern proportional to the fundamental mode shape of the structure.

Results

Based on the analysis results, the structural capacity curve and key seismic parameters, including the target displacement, response modification factor, ductility reduction factor, and overstrength factor, are determined. For steel or reinforced concrete cooling tower structures, seismic design codes such as Standard No. 2800 specify a response modification factor of $R=3.5$ and an overstrength factor of $\Omega=2.0$. In contrast, ASCE 7 recommends $R=3.5$ and $\Omega=1.75$ for reinforced concrete or steel cooling towers. However, in the present study, the response modification factor and overstrength factor obtained for the cooling tower supported by meridional steel columns were approximately 1.4 and 1.02, respectively.

Conclusion

The results indicate that the cooling tower supported by steel columns can sustain the target displacement in a stable manner. The response modification factor obtained for the proposed cooling tower is lower than the corresponding values specified in the relevant design codes. The response modification factor and overstrength factor of the cooling tower with meridional or I-shaped steel columns were approximately 60% and 42% lower, respectively, than the corresponding values recommended by the design codes.

Declaration of Generative AI and AI-assisted Technologies in the Writing Process

The authors declare that no generative AI or AI-assisted technologies were employed in the writing and preparation of this manuscript.

Ethical Consideration

Compliance with ethical guidelines

The authors avoided data fabrication, falsification, and plagiarism, and any form of misconduct.

Funding

This research did not receive any specific grant from funding agencies in the public, commercial, or not-for-profit sectors.

Author's contributions

First Author: Investigating, Methodology, Conceptualization, Data Analyzing and Editing Original Manuscript.

Second Author: Investigating, Methodology, Numerical Modeling, Writing Original Draft Preparation Manuscript.

Third Author: Design and Supervision on Investigation, Reviewing and Acknowledging the Results.

Conflicts of interest

The authors declare that there are no conflicts of interest regarding the publication of this paper.

ارزیابی ضریب رفتار برج خنک کننده با ستون های فولادی

سید محمد سعید سبحان^{۱*}، حسین کرباسچی^۲، احسان دهقانی^۳

۱- استادیار، دانشکده مهندسی، مرکز آموزش عالی محلات، محلات، ایران

۲- استادیار فیزیک، دانشکده علوم، مرکز آموزش عالی محلات، محلات، ایران

۳- دانشیار مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه قم، قم، ایران



Citation: Sobhan, S.M.S., Karbaschi, H., and Dehghani, E. (2026), "Evaluation of Response Modification Factor of Steel Column-Supported Hyperbolic Cooling Tower", *Journal of Steel & Structures*, 20(52), pp.148-165. (In Persian)

doi <https://doi.org/10.22034/jss.2026.598536.1055>

چکیده

زمینه پژوهش: برج های خنک کننده به عنوان یکی از سازه های مهم و راهبردی در نیروگاه ها، به دلیل ابعاد بزرگ، هندسه پیچیده و ویژگی های دینامیکی منحصر به فرد، دارای رفتار لرزه ای متفاوتی نسبت به سازه های متعارف هستند. از این رو، تعیین پارامترهای لرزه ای مناسب، به ویژه ضریب رفتار، نقش مهمی در طراحی ایمن و اقتصادی این سازه ها دارد. پوسته و ستون های برج خنک کننده معمولاً از مصالح بتن آرمه ساخته می شود و ستون ها به صورت X و یا A شکل طراحی می شود. هدف این پژوهش، ارزیابی ضریب رفتار برج خنک کننده با پوسته بتن آرمه با سیستم باربر متشکل از ستون های فولادی به صورت نصف النهاری یا A شکل است. لذا در این پژوهش کاربرد نوین ستون های فولادی به جای ستون های بتنی مطرح و مورد ارزیابی قرار گرفته است.

روش پژوهش: عملکرد لرزه ای و ضریب رفتار برج خنک کننده بتنی متکی بر ستون های فولادی با استفاده از تحلیل استاتیکی بارافزون ارزیابی شده است. برج خنک کننده به ارتفاع حدود ۱۲۰ متر با روش اجزای محدود مدل سازی شده است. تحلیل غیرخطی استاتیکی بارافزون تحت اثر الگوی بارگذاری جانبی متناسب با مود اصلی ارتعاش سازه انجام شده است. در برج خنک کننده پیشنهادی، پوسته بتنی متکی بر ۳۶ پایه فولادی نصف النهاری یا به صورت A شکل با زاویه شیب ۱۰ درجه نسبت به راستای عمودی است.

یافته ها: با استفاده از نتایج تحلیل، منحنی ظرفیت سازه، پارامترهای لرزه ای نظیر تغییر مکان هدف، ضریب رفتار، ضریب کاهش شکل پذیری و ضریب اضافه مقاومت محاسبه شده است. در این پژوهش ضریب رفتار و ضریب اضافه مقاومت برج خنک کننده با ستون های فولادی نصف النهاری به ترتیب حدود ۱/۴ و ۱/۰۲ به دست آمده است.

نتیجه گیری: نتایج نشان داد که برج خنک کننده با ستون های فولادی، می تواند تغییر مکان هدف را به صورت پایدار تجربه نماید. ضریب رفتار برج خنک کننده پیشنهادی، از مقادیر متناظر در آیین نامه، کم تر است. ضریب رفتار و ضریب اضافه مقاومت برج خنک کننده با پایه های به صورت نصف النهاری یا A شکل به ترتیب ۶۰ و ۴۲ درصد کم تر از مقادیر پیشنهادی آیین نامه است.

اطلاعات مقاله:

سابقه مقاله:

تاریخ دریافت: ۲۵ دی ماه ۱۴۰۴

تاریخ بازنگری: ۵ اردیبهشت ماه ۱۴۰۵

تاریخ پذیرش: ۸ اردیبهشت ماه ۱۴۰۵

تاریخ انتشار: ۱ تیر ماه ۱۴۰۵

واژگان کلیدی:

برج خنک کننده

ستون های فولادی

تحلیل استاتیکی بارافزون

روش اجزای محدود

ضریب رفتار

* آدرس ایمیل نویسنده مسئول: ssobhan@mail.ir

حقوق نشر این مقاله برای نویسنده (گان) محفوظ است و حقوق انتشار آن به انتشارات انجمن سازه های فولادی ایران واگذار شده است. محتوای این مقاله تابع قوانین و شرایط مجوز بین المللی Creative Commons Attribution 4.0 (CC-BY-NC 4.0) می باشد. برای اطلاعات پیش تر، لطفاً به وبسایت

مربوطه مراجعه فرمایید. <https://www.creativecommons.org/licenses/by-nc/4.0/legalcode>



۱- مقدمه



شکل ۲- برج خنک‌کننده فولادی



شکل ۳- برج خنک‌کننده با ستون‌های بتنی X شکل



شکل ۴- برج خنک‌کننده با ستون‌های بتنی A شکل

طاحونی و همکاران، بیان کردند که اطمینان از عملکرد سازه‌ای مناسب برج خنک‌کننده برای کارکرد مستمر نیروگاه بسیار حائز اهمیت است [۵]. در محاسبه ضریب رفتار لرزه‌ای برج خنک‌کننده، اختلاف نظر عمده‌ای میان آیین‌نامه‌ها و روش‌های محاسباتی وجود دارد. این محققین، ضریب رفتار لرزه‌ای برج خنک‌کننده بتنی با پایه‌های بتنی X شکل را تعیین کردند. در تحقیق آن‌ها نمونه سازه برج خنک‌کننده نیروگاه شریعتی مشهد با استفاده از نرم‌افزار اجزای محدود SAP2000 مدل‌سازی شده است [۶]. در مدل‌سازی، اثر غیرخطی مصالح فقط به ستون‌ها اختصاص داده شده و پوسته بتنی الاستیک فرض شده است. نتایج تحقیق نشان داد که ضریب رفتار نمونه مطالعاتی با ضریب پیشنهادی استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم) [۷]، مطابقت دارد و همچنین پیشنهاد

برج خنک‌کننده در تجهیزات خنک‌کاری صنایع پالایشگاهی و نیروگاه‌های حرارتی و همچنین در تهویه مطبوع ساختمان به‌کار می‌رود. از نظر ابعاد و اندازه، برج‌های خنک‌کننده در مدل‌های کوچک پشت‌بامی برای ساختمان‌های مسکونی تا سازه‌های بزرگ هذلولی‌گون، به‌عنوان برج‌های خنک‌کننده نیروگاهی ساخته می‌شود. در شکل‌های (۱) و (۲) به‌ترتیب نمایی از برج خنک‌کننده بتنی و فولادی نشان داده شده است. برج‌های خنک‌کننده یکی از سازه‌های اصلی نیروگاه‌ها هستند و برای ساخت این برج‌ها معمولاً از سازه بتن‌آرمه و یا سازه فولادی استفاده می‌شود. البته برج‌های بتنی معمولاً برای سیستم‌های تر، که با آب خنک می‌شوند و برج‌های فولادی برای سیستم‌های خشک که با هوا خنک می‌شوند، مورد استفاده قرار می‌گیرند [۱].

در برج‌های خنک‌کننده هذلولی، ستون‌ها به‌عنوان اعضای اصلی سیستم نگهدارنده پوسته، نقش مهمی در انتقال بارهای ثقلی و جانبی به پی و تأمین پایداری کلی سازه ایفا می‌کنند. آرایش هندسی ستون‌ها یا پایه‌های برج خنک‌کننده معمولاً به‌صورت X و یا A شکل است و انتخاب نوع و هندسه آن‌ها تأثیر مستقیمی بر سختی جانبی، توزیع نیروهای داخلی، مشخصات دینامیکی و ظرفیت لرزه‌ای برج دارد. در شکل‌های (۳) و (۴) به‌ترتیب برج خنک‌کننده با پایه‌های X شکل و پایه‌های A شکل نشان داده شده است. تحقیقات مختلفی درباره تحلیل لرزه‌ای برج خنک‌کننده با ستون‌های X و یا A شکل انجام شده است [۲-۴].

برج خنک‌کننده در نوع خود از بزرگ‌ترین سازه‌های پوسته‌ای به‌شمار می‌رود. با توجه به نقش بااهمیت برج خنک‌کننده در نیروگاه، این سازه در فهرست سازه‌های خاص و با اهمیت طبقه‌بندی می‌شود و آسیب دیدن آن‌ها در اثر بارگذاری‌های مختلف می‌تواند عملکرد مستمر نیروگاه را تحت تأثیر قرار دهد. بنابراین تحقیقات مختلفی در مورد رفتار سازه‌ای برج خنک‌کننده انجام شده است.



شکل ۱- برج خنک‌کننده بتنی هذلولی

آیین‌نامه^۸ ACI [۸] که ملزم کرده است که سازه برج خنک‌کننده تحت اثر زلزله طرح رفتار خطی داشته باشد، برای طراحی سازه برج خنک‌کننده بتنی محافظه‌کارانه است.

بر اساس تحقیقات **صبوری و همکاران**، معمولاً آیین‌نامه، طراح را ملزم می‌کند که سازه طراحی‌شده را با روش بار معادل استاتیکی کنترل کند [۲]. اما به نظر می‌رسد برش پایه سازه در اثر زلزله واقعی، بسیار بیش‌تر از مقدار پیشنهادی برش پایه محاسبه‌شده توسط ضوابط آیین‌نامه باشد. در تحقیق آن‌ها، برج خنک‌کننده نیروگاه شازند با روش اجزای محدود، مدل‌سازی شده و تحت رکوردهای واقعی زلزله، تحلیل‌های غیرخطی تاریخیچه زمانی انجام شده و برش پایه حاصل از تحلیل دینامیکی با برش پایه آیین‌نامه‌ای مقایسه شده است.

بهشتی اول و همکاران، رفتار لرزه‌ای برج خنک‌کننده فولادی را مورد مطالعه قرار دادند [۹]. برای این منظور، مدل واقعی برج خنک‌کننده فولادی نیروگاه شهید رجایی قزوین در نرم‌افزار اجزای محدود مدل‌سازی شد و رفتار آن تحت زلزله‌های مختلف بررسی شد. علاوه بر آن، با انجام تحلیل غیرخطی استاتیکی با الگوهای توزیع بار مختلف بر روی سازه و مقایسه نتایج آن‌ها با نتایج تحلیل دینامیکی افزایشی، خطای نتایج ناشی از الگوهای مختلف تحلیل استاتیکی غیرخطی محاسبه شده و مناسب‌ترین تحلیل استاتیکی به عنوان جایگزین تحلیل دینامیکی پیشنهاد شده است. **یو^۱ و همکاران**، تحقیقات آزمایشگاهی بر روی نمونه مقیاس‌شده برج خنک‌کننده بتن مسلح انجام دادند [۱۰]. رفتار دینامیکی سازه، مربوط به سطوح مختلف لرزه‌ای اندازه‌گیری و بررسی شد. همچنین مکانیزم ضعف ساختاری، حالت فروپاشی و شکست سازه بررسی شد و علاوه بر آن، مدلی عددی برای تحلیل غیرخطی تاریخیچه زمانی برج خنک‌کننده توسعه داده شد. نتایج نشان داد که ستون‌ها، ضعیف‌ترین بخش از سازه برج خنک‌کننده بتنی هستند. تحت اثر حرکات شدید زلزله و پس از خرابی ستون‌ها، پوسته برج شکسته شده و به‌صورت مایل فروریزش می‌کند.

زیراوی^۲ و همکاران، به بررسی رفتار لرزه‌ای برج‌های خنک‌کننده هذلولی شکل بتن‌آرمه با سیستم‌های مختلف ستون‌های نگهدارنده بتن‌آرمه به‌صورت اشکال A یا 8 شکل پرداختند [۱۱]. در این مطالعه، پاسخ لرزه‌ای سازه با استفاده از نرم‌افزار SAP2000 بررسی شد. برای ارزیابی تأثیر نوع و آرایش ستون‌ها، پاسخ

دینامیکی سازه در تراز اتصال ستون‌ها به پوسته، گلوگاه و بخش فوقانی برج مورد مقایسه قرار گرفت. نتایج تحلیل‌ها نشان داد که تغییر در سیستم ستون‌های نگهدارنده می‌تواند پاسخ لرزه‌ای برج و نحوه توزیع تنش و تغییرشکل در اجزای مختلف آن را به‌طور محسوسی تغییر دهد. همچنین، با بررسی نتایج در ترازهای مختلف، نواحی بحرانی و بخش‌های آسیب‌پذیر سازه در برابر زلزله شناسایی شدند. بر اساس نتایج این مطالعه، انتخاب مناسب سیستم نگهدارنده، نقش مهمی در بهبود عملکرد لرزه‌ای و تأمین پایداری برج‌های خنک‌کننده دارد.

دهقانی و موسوی، ضریب رفتار پل‌های بتنی جداسازی‌شده با جداگرهای الاستومریک و جداگرهای هسته سربی را بررسی کردند [۱۲]. نتایج تحلیل نشان داد که ضرایب رفتار پل با جداگر، از مقادیر ضرایب آیین‌نامه کم‌تر است و بیانگر این است که جداگرها موجب کاهش ضریب رفتار پل می‌شوند.

در پژوهش انجام‌شده توسط **خوشنودیان و جلالی**، با هدف تعیین ضریب رفتار مخازن هوایی بتنی با پایه لوله‌ای، عملکرد لرزه‌ای سازه با استفاده از تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی مورد بررسی قرار گرفت [۱۳]. نتایج تحقیق آن‌ها نشان داد که در ارزیابی ضریب رفتار سازه‌های خاص و بلند، انتخاب مناسب الگوی بارگذاری و لحاظ نمودن ویژگی‌های واقعی رفتار غیرخطی اجزای سازه‌ای، از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است.

سرودلیر و رضوی طباطبایی، ضریب رفتار قاب‌های مجهز به مهاربند کماتش‌تاب با پیکربندی‌های قطری و شورون در ارتفاع‌های مختلف را بررسی نمودند [۱۴]. نتایج نشان داد که ضریب رفتار، تابعی از ارتفاع سازه و نوع پیکربندی سیستم است و استفاده از مقدار ثابت آیین‌نامه‌ای، به‌ویژه برای سازه‌های بلندتر، می‌تواند به برآورد نامناسب تقاضای لرزه‌ای و کاهش قابلیت اعتماد سازه منجر شود.

به دلیل ملاحظات طراحی لرزه‌ای برج خنک‌کننده، در محل اتصال پایه‌های برج به پوسته بتنی، تراکم آرماتورها بسیار زیاد است که این موضوع موجب بروز مشکلاتی در بتن‌ریزی و قالب‌بندی می‌شود. لذا در این پژوهش کاربرد نوین ستون‌های فولادی به‌جای ستون‌های بتنی مطرح شده است. همچنین تاکنون در ادبیات فنی، عملکرد سازه‌ای برج خنک‌کننده بتنی با ستون‌های فلزی تحقیق نشده است. امکان استفاده از اتصالات ستون فولادی به بتن با بهره‌گیری از اجزای مدفون فولادی و آرماتورهای مهاری،

^۱ Yu

^۲ Ziraoui

پیشنهادی با روش اجزای محدود مدل سازی و تحلیل شده است. از نتایج تحلیل بارافزون، عملکرد لرزه ای سازه، مورد بررسی قرار گرفته و ضریب رفتار، ضریب کاهش شکل پذیری و ضریب اضافه مقاومت برج خنک کننده محاسبه و با مقادیر پیشنهادی آیین نامه مقایسه شده است.

۲- مدل برج خنک کننده

برای ارزیابی رفتار لرزه ای برج خنک کننده با پوسته بتنی متکی بر پایه های فولادی، مدل هندسی پوسته برج خنک کننده نیروگاه جهرم در نظر گرفته شده و با استفاده از نرم افزار اجزای محدود SAP2000 مدل سازی شده است. در شکل (۵) مشخصات برج خنک کننده پیشنهادی نشان داده شده است. ارتفاع سازه برج از روی تراز پایه حدود ۱۲۰ متر است. پوسته بتنی برج، هذلولی شکل است که قطر حداکثر مقطع پوسته برابر ۷۲/۳ متر است. ضخامت حداکثر پوسته در تراز تحتانی پوسته برابر ۱/۳ متر و ضخامت حداقل آن در قسمت فوقانی برابر ۰/۱۸ متر است. برج خنک کننده نیروگاه جهرم دارای ستون های بتنی است اما مطابق شکل (۵) در این پژوهش ستون های فولادی به صورت اشکال طراحی و جایگزین ستون های بتنی شده است.

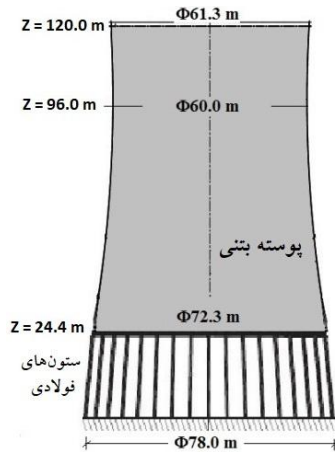
در برج خنک کننده پیشنهادی، پوسته بتنی متکی بر ۳۶ پایه فولادی نصف النهاری یا به صورت اشکال با زاویه شیب ۱۰ درجه نسبت به راستای عمودی است. در شکل (۶) مدل اجزای محدود برج خنک کننده بتنی با ستون های فولادی نصف النهاری نشان داده شده است. پوسته برج با المان پوسته چهارگره ای و پایه های برج با المان قاب مدل سازی شده است. در این پژوهش اثر اندرکنش فونداسیون و خاک در رفتار سازه در نظر گرفته نشده است؛ چون پایه های برج خنک کننده به فونداسیون عمیق سازه به صورت گیردار متصل هستند جهت ساده سازی مدل اجزای محدود، مشابه تحقیقات انجام شده در مراجع [۱۱ و ۱۸]، تکیه گاه پایه های برج به صورت گیردار در نظر گرفته شده است. تحقیقات گذشته نشان داده است که اثر اندرکنش خاک-شمع-سازه موجب کاهش نیروهای داخلی ایجاد شده در پوسته و ستون های برج می شود [۱۹]. مصالح پوسته برج خنک کننده از نوع بتن با مدول الاستیسته ۲۵ گیگاپاسکال و مقاومت فشاری ۲۸ مگاپاسکال و مصالح ستون های برج از نوع فولاد ST37 با ضریب الاستیسته ۲۰۰ گیگاپاسکال و تنش تسلیم ۲۴۰ مگاپاسکال فرض شده است.

با استناد به مطالعات پیشین درباره اتصالات شمع فولادی به کلاهک بتن آرمه و اتصالات فولادی در پایه های پیش ساخته، قابل طرح است. در این مطالعات بر اهمیت جزئیات اتصال، مهارشدگی، طول مدفون شدگی و سازوکار انتقال نیرو در دست یابی به عملکرد مناسب اتصال تأکید شده است.

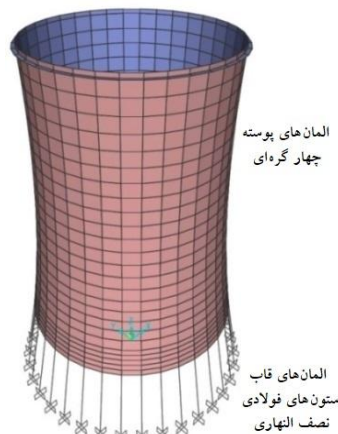
بر اساس مطالعات آزمایشگاهی و تحلیلی پیشین در زمینه اتصالات ستون های فولاد به بتن [۱۵-۱۷]، می توان دو راهکار بالقوه برای اجرای اتصالات در سیستم پیشنهادی در نظر گرفت. راهکار نخست، شامل استفاده از ورق های فولادی مدفون و اجزای مهارتی است که در پوسته بتن آرمه تعبیه می شوند و امکان انتقال نیرو بین ستون های فولادی و پوسته بتنی و فونداسیون بتنی ایجاد می شود. راهکار دوم، شامل استفاده از ورق های حلقوی فولادی یا تیرهای رابط فولادی است که ستون های نصف النهاری را به یکدیگر متصل کرده و امکان انتقال و بازتوزیع نیروها در امتداد محیط پوسته برج را فراهم می کنند. این جزئیات پیشنهادی برای اتصال ستون فولادی به پوسته و فونداسیون بتنی، به عنوان راهکارهای اجرایی بالقوه و بر مبنای مطالعات موجود پیشنهاد شده اند و در پژوهش حاضر به صورت صریح مدل سازی یا به طور آزمایشگاهی اعتبارسنجی نشده اند. طراحی نهایی آن ها باید بر اساس نیروهای محوری، نیروهای برشی، لنگرهای خمشی حاکم، نیازهای ناشی از بارگذاری چرخه ای و تنش های موضعی پوسته انجام شود. بنابراین، طراحی تفصیلی و ارزیابی این اتصالات، همچنان از موضوعات مهم پژوهش های آینده محسوب می شوند.

در طراحی عملی برج خنک کننده بتنی و تحقیقات پیشین نظیر مراجع [۲-۴] معمولاً از پایه های بتن آرمه به صورت X شکل یا A شکل استفاده شده است و ستون های بتنی که به صورت نصف النهاری^۱ یا A شکل اجرا شود، کم تر مورد توجه محققین قرار گرفته است. نوآوری پژوهش حاضر این است که برخلاف سیستم های متداول با ستون های بتن آرمه با آرایش X یا A شکل، یک سیستم جدید پیشنهاد شده است که از ستون های فولادی مایل با آرایش نصف النهاری برای تأمین سختی و مقاومت جانبی سازه استفاده شده است. در این تحقیق طراحی و مدل سازی برج خنک کننده با ترکیبی از سازه بتنی و فولادی (پوسته بتنی و ستون های فولادی) در نظر گرفته شده و پایه های برج نیز به صورت نصف النهاری طراحی شده است. برج خنک کننده

¹ Meridional



شکل ۵- مشخصات برج خنک‌کننده با ستون‌های فولادی به صورت نصف‌النهاری یا اشکلی



شکل ۶- مدل اجزای محدود برج خنک‌کننده با ستون‌های فولادی به صورت نصف‌النهاری یا اشکلی

۲-۱- صحت‌سنجی مدل‌سازی اجزای محدود

به منظور راستی‌آزمایی مدل‌سازی اجزای محدود، برج خنک‌کننده هذلولی بتن‌آرمه به ارتفاع ۱۴۸/۳۸ متر که توسط هاشمی و برگی [۲۰] مورد بررسی قرار گرفته است، در نرم‌افزار SAP2000 مدل‌سازی و تحلیل شده و نتایج آنالیز مودال سازه با نتایج به‌دست‌آمده در مرجع [۲۰] مقایسه شده است. مشخصات هندسی برج خنک‌کننده هذلولی بتن‌آرمه در تحقیقات هاشمی و برگی در شکل (۷) نشان داده شده است. در شکل (۸)، شکل مود اساسی اول برج خنک‌کننده در نرم‌افزار SAP2000 نشان داده شده است. در جدول (۱) نتایج پریود ارتعاش طبیعی و نسبت مشارکت مودی برای مودهای اساسی اول و دوم برج خنک‌کننده مورد نظر، در این پژوهش با نتایج حاصل در تحقیقات هاشمی و برگی [۲۰] مقایسه شده است. مود اساسی اول و دوم، دارای بیش‌ترین نسبت

سازه برج‌های خنک‌کننده از دو بخش اصلی، شامل ستون‌های نگهدارنده (پایه) و پوسته، تشکیل شده است. با توجه به وجود یک حلقه سخت‌کننده در محل اتصال پوسته به ستون‌ها، جابه‌جایی‌های ایجادشده در تراز بالای ستون‌ها تقریباً یکسان هستند. بیش‌ترین تأثیرات ناشی از زلزله بر برج‌های خنک‌کننده، در ستون‌های نگهدارنده متمرکز می‌شود. به گونه‌ای که فروپاشی کامل سازه عمدتاً زمانی رخ می‌دهد که ستون‌ها دچار گسیختگی شوند، حتی اگر پوسته نیز آسیب قابل توجهی متحمل شده یا نشده باشد. از این‌رو، ستون‌های نگهدارنده به دلیل موقعیت قرارگیری و سختی نسبتاً پایین خود، به عنوان یکی از بحرانی‌ترین اجزای برج‌های خنک‌کننده در ارزیابی عملکرد لرزه‌ای این سازه‌ها شناخته می‌شوند [۲ و ۱۰]. مشابه مطالعات پیشین [۵، ۱۱، ۲۰ و ۲۱] در مدل‌سازی حاضر، رفتار غیرخطی مصالح به ستون‌های فولادی اختصاص داده شده و پوسته بتنی به صورت الاستیک در نظر گرفته شده است. این فرض با هدف تمرکز بر رفتار غیرخطی ستون‌ها و بررسی عملکرد لرزه‌ای سیستم باربر اتخاذ شده است. با این حال، در زلزله‌های شدید، ترک‌خوردگی و کاهش سختی پوسته بتنی می‌تواند بر پاسخ کلی سازه و نتایج مانند برش پایه تسلیم و تغییر مکان هدف تأثیرگذار باشد. از این‌رو، نتایج پژوهش حاضر باید با در نظر گرفتن فرض الاستیک بودن پوسته تفسیر شوند. بررسی رفتار غیرخطی پوسته و ارزیابی تأثیر آن بر نتایج تحلیل، در محدوده پژوهش حاضر قرار نداشته و می‌تواند به عنوان موضوعی برای مطالعات آینده مورد توجه قرار گیرد.

در پژوهش حاضر، فونداسیون برج خنک‌کننده، مدل‌سازی نشده و پای ستون‌های فولادی به صورت گیردار در نظر گرفته شده‌اند؛ بنابراین، اثر اندرکنش خاک-سازه در تحلیل‌ها لحاظ نشده است. این فرض با هدف تمرکز بر بررسی رفتار لرزه‌ای سیستم باربر جانبی پیشنهادی اتخاذ شده است. با این حال، انعطاف‌پذیری خاک و فونداسیون می‌تواند بر مشخصات دینامیکی سازه، برش پایه و تغییر مکان هدف تأثیرگذار باشد. از این‌رو، بررسی اثر اندرکنش خاک-سازه و مدل‌سازی صریح فونداسیون در مطالعات آینده، به‌ویژه برای برج‌های خنک‌کننده بلند، پیشنهاد می‌شود.

جدول ۱- نتایج تحلیل مودال برج خنک‌کننده بتنی

مُد	پریود ارتعاش طبیعی (ثانیه)		نسبت مشارکت مدی		حداکثر اختلاف (%)
	پژوهش حاضر	مرجع [۲۰]	پژوهش حاضر	مرجع [۲۰]	
اول	0.435	0.42	0.76	0.749	3.6
دوم	0.254	-	0.20	0.224	10.7

۳- بارگذاری برج خنک‌کننده

در این پژوهش برج خنک‌کننده تحت اثر بار ثقلی، بار زلزله و بار باد قرار گرفته است. بارگذاری زلزله بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم) [۷] و بارگذاری باد بر اساس راهنمای طراحی سازه‌ای برج خنک‌کننده یا VGB-610 در کشور آلمان [۱]، انجام شده است.

۳-۱- بار زلزله

بارگذاری لرزه‌ای برج خنک‌کننده مطابق استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم) به شرح زیر انجام شده است:

- سازه در پهنه با خطر نسبی زیاد قرار دارد و شتاب مبنای طرح برابر $A=0.3$ است.

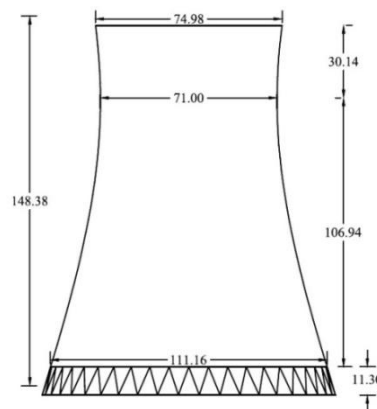
- خاک منطقه از نوع (II) فرض شده و پارامترهای مربوط به ضریب بارتاب سازه برابر $T_0=0.1$ ، $T_s=0.5$ ، $S=1.5$ و $S_0=1$ است.

- سازه با اهمیت خیلی زیاد و ضریب اهمیت برابر $I=1.4$ است.

- ضریب رفتار، ضریب اضافه‌مقاومت و ضریب بزرگ‌نمایی تغییرمکان برج خنک‌کننده فلزی و یا بتنی برابر $R_u=3.5$ ، $\Omega_0=2$ و $C_d=3$ است.

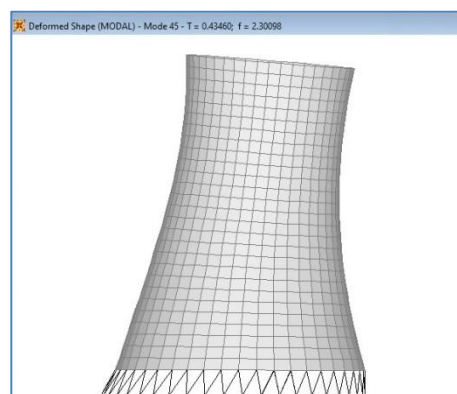
با توجه به ضوابط طراحی لرزه‌ای سازه‌های غیرساختمانی در استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم)، زمان تناوب اصلی این نوع سازه باید با استفاده از روش تحلیل مناسبی محاسبه شود و استفاده از روابط تجربی مربوط به ساختمان‌ها مجاز نیست. زمان تناوب اصلی ارتعاش برج خنک‌کننده با استفاده از تحلیل مودال محاسبه شده است. با توجه به تقارن سازه، مود اصلی ارتعاش سازه، مودی با تغییرشکل جانبی و با بیش‌ترین جرم مؤثر مودی است. دوره تناوب طبیعی مود اصلی ارتعاش سازه ۲/۱۸ ثانیه است که در شکل (۹) نشان داده شده است.

مشارکت مودی هستند. نتایج این پژوهش انطباق قابل‌قبولی با نتایج مرجع [۲۰] دارد به‌طوری‌که حداکثر اختلاف نتایج در مودهای اساسی اول و دوم به‌ترتیب برابر ۳/۶ و ۱۰/۷ درصد است. با توجه به این‌که مود اول، سهم غالبی در پاسخ کلی سازه دارد، تطابق مناسب نتایج این مود، اطمینان قابل‌قبولی نسبت به صحت مدل‌سازی رفتار ارتجاعی سازه فراهم می‌کند. اگرچه اختلاف پریود مود دوم حدود ۱۰/۷ درصد است، این اختلاف با در نظر گرفتن تطابق مناسب مود اول و غالب بودن آن در پاسخ کلی سازه، لزوماً به معنای ضعف قابل‌توجه مدل عددی نیست. صحت‌سنجی رفتار غیرخطی پایه‌های فولادی برج و مقایسه نتایج حاصل با داده‌های معتبر، به‌عنوان پیشنهادی برای پژوهش‌های آینده می‌تواند در نظر گرفته شود.



شکل ۷- برج خنک‌کننده بتنی مورد بررسی برای صحت‌سنجی

(واحد‌ها بر حسب متر هستند) [۲۰]



شکل ۸- شکل مود اساسی برج خنک‌کننده بتنی مورد بررسی برای

صحت‌سنجی [۲۰]

روی سطح خارجی برج خنک‌کننده اعمال می‌شود که از رابطه (۳) محاسبه شده است.

$$W_{ext}(z, \theta) = C_p(\theta) \times q_e(z) \quad (3)$$

که $C_p(\theta)$ پارامتر توزیع فشار باد در راستای محیطی و $q_e(z)$ ضریب توزیع فشار باد در راستای ارتفاع است. ضریب $q_e(z)$ طبق تقسیم‌بندی راهنمای VGB به صورت رابطه (۴) در نظر گرفته شده است q_e بر حسب kN/m^2 است):

$$q_e = 1.05 \left(\frac{z}{10} \right)^{0.22} \quad (4)$$

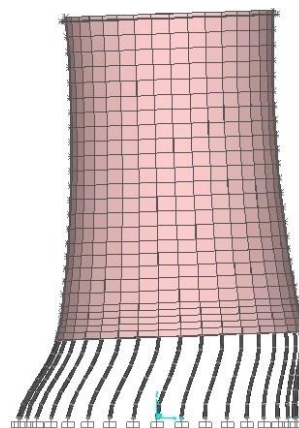
تابع $C_p(\theta)$ بیانگر توزیع فشار باد در راستای پیرامونی و بدون بُعد و نرمال شده است که از رابطه (۵)، تعیین شده است:

$$\begin{aligned} c_p(\theta) &= 1 - 2 \left(\sin \frac{90}{70} \theta \right)^{2.267} & 0 \leq \theta \leq 70 \\ c_p(\theta) &= -1 + 0.5 \left(\sin \left(\frac{90}{21} (\theta - 70) \right) \right)^{2.395} & 70 \leq \theta \leq 91 \\ c_p(\theta) &= -0.5 & 91 \leq \theta \leq 180 \end{aligned} \quad (5)$$

که θ زاویه پیرامونی است که با توجه به تقارن سازه از صفر تا ۱۸۰ درجه تغییر می‌کند. در شکل (۱۰) نمودارهای ضریب $q_e(z)$ و پارامتر $C_p(\theta)$ نشان داده شده است. در این پژوهش، بارگذاری باد، صرفاً برای طراحی ستون‌ها استفاده شده و در تحلیل پوش‌آور لحاظ نشده است.

۴- تحلیل طیفی سازه برج خنک‌کننده

بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم)، برای تحلیل سازه‌های غیرساختمانی نظیر برج خنک‌کننده که زمان تناوب اصلی آن‌ها از ۰/۵ ثانیه بیش‌تر است، استفاده از یکی از روش‌های دینامیکی قابل استفاده است. همان‌طور که قبلاً ذکر شد، دوره تناوب طبیعی مود اصلی ارتعاش سازه، ۲/۱۸ ثانیه است.



شکل ۹- شکل مود اساسی اول ارتعاش برج خنک‌کننده

نیروی برش پایه استاتیکی معادل سازه از رابطه $V_u = CW$ به دست آمده است که C ضریب زلزله و W وزن مؤثر لرزه‌ای است. مطابق استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم)، برج خنک‌کننده به عنوان سازه غیرساختمانی غیرمشابه ساختمان اطلاق می‌شود و حداقل نیروی برش پایه آن برابر $V_{u,min} = 0.09W$ است. ضریب زلزله، از رابطه (۱) به دست می‌آید:

$$C = \frac{ABI}{R_u} \quad (1)$$

که A شتاب مبنای طرح، B ضریب بازتاب که با توجه به روابط ارائه شده در استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم) برابر با ۰/۷۶ محاسبه شده، I ضریب اهمیت سازه و R_u ضریب رفتار سازه است. با استفاده از رابطه (۱) مقدار ضریب زلزله برابر $C = 0.0912$ محاسبه شده است که از حداقل ضریب زلزله یعنی ۰/۰۹ بیش‌تر است. با استفاده از محاسبات نرم‌افزاری، وزن مؤثر لرزه‌ای سازه برج، حدود ۱۲۲ مگانیوتن محاسبه شده است. نیروی برش پایه سازه مطابق رابطه (۲) حدود ۱۱ مگانیوتن است.

$$\begin{aligned} V_u &= \frac{ABI}{R_u} W = \frac{0.3 \times 0.76 \times 1.4}{3.5} \times 122000 \\ V_u &= 11126 \text{ kN} \end{aligned} \quad (2)$$

۳-۲- بار باد

محاسبه بار باد اعمالی به برج خنک‌کننده با روش شبه‌استاتیکی ارائه شده در آیین‌نامه VGB-610 آلمان انجام شده است [۱]. در مراجع مختلف نظیر [۳ و ۲۲] از این آیین‌نامه برای محاسبه بارگذاری باد استفاده شده است. در این روش، بار باد به صورت یک بار گسترده متغیر در راستای پیرامونی و در ارتفاع سازه بر

برش پایه استاتیکی معادل، افزایش داده شده و بازتاب‌های سازه متناسب با آن‌ها اصلاح شود. در این پژوهش با توجه به اهمیت سازه، مقدار برش پایه به‌دست‌آمده از تحلیل طیفی به مقدار ۱۰۰ درصد برش پایه استاتیکی معادل افزایش داده شده است؛ به عبارت دیگر، مقادیر بازتاب‌ها در نسبت برش پایه استاتیکی معادل به برش به‌دست‌آمده از تحلیل طیفی ضرب شده است.

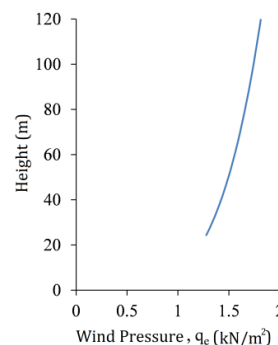
برای سازه، نسبت میرایی ۵ درصد در نظر گرفته شده است. به‌منظور انجام تحلیل طیفی، اصلاح مقادیر بازتاب مطابق استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم) صورت گرفت. به عبارت دیگر، ضریب مقیاس حدود ۱/۸ تعیین شده تا برش پایه ناشی از تحلیل طیفی برابر با برش پایه استاتیکی معادل شود.

۵- طراحی ستون‌های فولادی برج خنک‌کننده

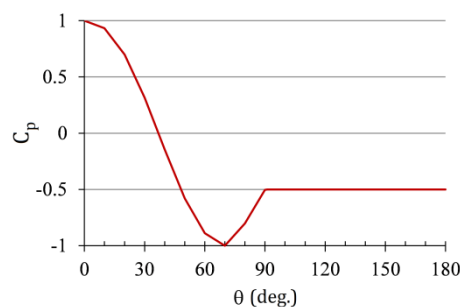
طراحی ستون‌های فولادی برج خنک‌کننده پیشنهادی بر اساس روش ضرایب بار و مقاومت (LRFD) و طبق آیین‌نامه AISC 360-22، با استفاده از نرم‌افزار SAP2000 انجام شده است [۲۴]. ترکیبات بارگذاری مطابق آیین‌نامه ۷ ASCE در نظر گرفته شده است [۲۵]. به جهت تقارن سازه و اهمیت آن، از پایه‌های فولادی با مقطع مربعی جدارنازک یا جعبه‌ای که از نوع فشرده یا غیرفشرده لرزه‌ای باشد ولی لاغر نباشد، استفاده شده است.

از آن‌جاکه برای طراحی اولیه برج خنک‌کننده با سیستم ستون‌های فولادی، تجربه طراحی در دسترس نبود، در این پژوهش تلاش شد ضمن رعایت ضوابط طراحی لرزه‌ای ستون‌های فولادی، مقاطع انتخاب‌شده از نظر میزان مصرف فولاد نیز تا حد امکان اقتصادی باشند. بر همین اساس، در طراحی اولیه، ابعاد کلی مقطع، نسبتاً بزرگ و ضخامت ورق‌های فولادی تا حد امکان کم‌تر در نظر گرفته شد تا ضمن تأمین الزامات طراحی لرزه‌ای، از افزایش غیرضروری وزن و مقدار فولاد مصرفی جلوگیری شود. با این حال، این رویکرد می‌تواند به انتخاب مقاطعی با نسبت عرض به ضخامت بالاتر منجر شود و بر فشردگی و ظرفیت تغییرشکل غیرالاستیک اعضا تأثیرگذار باشد. بررسی تأثیر نسبت عرض به ضخامت و مقایسه مقاطع مختلف از نظر مصرف فولاد، کماتش موضعی و ضریب رفتار می‌تواند در قالب مطالعات پارامتری آینده انجام شود.

با انجام سعی و خطا، مقطع قوطی با ابعاد 1000×1000 میلی‌متر و ضخامت ۲۵ میلی‌متر طراحی شده است. کنترل فشرده یا غیرفشرده بودن لرزه‌ای مقطع مورد نظر به شرح زیر انجام شده است:



(الف)



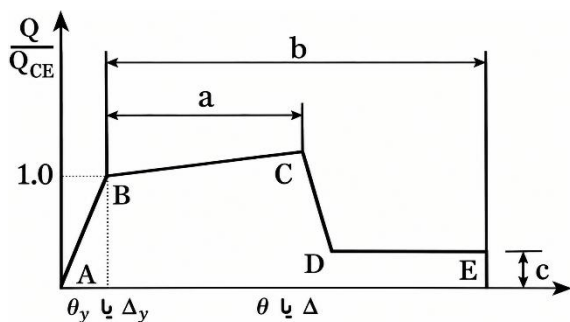
(ب)

شکل ۱۰- پارامترهای توزیع فشار باد؛ الف) $q_e(z)$ و ب) $C_p(\theta)$

در این پژوهش، از روش تحلیل طیفی برای تحلیل دینامیکی برج خنک‌کننده استفاده شده است. نتایج تحلیل مودال سازه نشان داد که جرم مؤثر مود اصلی ارتعاش برج خنک‌کننده به تنهایی ۹۲ درصد جرم کل سازه را شامل می‌شود. این نتیجه با یافته‌های مرجع [۲۳] در مطالعه رفتار لرزه‌ای برج‌های خنک‌کننده متکی بر ستون نیز قابل مقایسه است. آن‌ها پیشنهاد می‌کنند پاسخ برج خنک‌کننده را با انجام تحلیل طیفی و با در نظر گرفتن سه مود نامتقارن نخست برج خنک‌کننده بررسی نمودند. آن‌ها گزارش کردند که با وجود شکل پیچیده مود سوم خارج از مرکز و تغییرات موج‌مانند جابه‌جایی‌های نصف‌النهاری و شعاعی در نزدیکی پای پسته، پاسخ لرزه‌ای برج عمدتاً تحت تأثیر مود اول بوده و مود دوم سهم محدودتری داشته است. بنابراین فقط مود اصلی ارتعاش سازه برای انجام تحلیل طیفی کفایت می‌کند. با توجه به تقارن و منظمی سازه در پلان، نیروی زلزله فقط در امتداد محور X به سازه اعمال شده است. با فرض این‌که سازه در پهنه‌بندی با خطر نسبی خیلی زیاد واقع نشده است، بار قائم لرزه‌ای برای کل سازه منظور نشده است.

بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم)، در مواردی که برش پایه به‌دست‌آمده از روش تحلیل طیفی، کم‌تر از برش پایه تحلیل استاتیکی معادل باشد، پسته به منظمی یا نامنظمی سازه، مقدار برش پایه تحلیل طیفی باید به مقادیر ۱۰۰، ۹۰ یا ۸۵ درصد

در روش‌های تحلیل غیرخطی، مدل‌سازی سازه بر اساس رابطه نیرو-تغییر شکل قطعات که به صورت روابط غیرخطی هستند، انجام می‌شود. برای روش استاتیکی غیرخطی، می‌توان از رابطه کلی نیرو-تغییر شکل که در شکل (۱۲) نشان داده شده است، استفاده کرد. در شکل (۱۲)، تلاش یا نیروی داخلی ایجاد شده در عضو ناشی از نیروهای حاصل از تحلیل و (Q_{CE}) مقاومت مورد انتظار عضو است.



شکل ۱۲- منحنی نیرو-تغییر شکل کلی برای اعضای فولادی و معیارهای پذیرش [۲۶]

در تیرها و ستون‌ها، (θ) کل چرخش ارتجاعی و خمیری و (Δ) کل تغییر مکان ارتجاعی و خمیری تیر یا ستون است. در تیرها و ستون‌ها، (θ_y) و (Δ_y) به ترتیب چرخش و تغییر مکان حد تسلیم نظیر نقطه B در شکل (۱۲) است. پارامترهای (a)، (b) و (c) برای ستون‌های فولادی سازه بر اساس آیین‌نامه FEMA 356 محاسبه شده است [۲۶]. اثرات سخت‌شدگی کرنشی با لحاظ نمودن شبیه برابر با ۳٪ شیب قسمت ارتجاعی در نظر گرفته می‌شود.

در این پژوهش، برای مدل‌سازی رابطه غیرالاستیک نیرو-تغییر شکل در نرم‌افزار SAP2000، فرض شده است که تغییر شکل غیرالاستیک هر عضو در مفصل‌های پلاستیک متمرکز می‌شود و رفتار مقاطع دیگر عضو، الاستیک است. در اعضای خمشی نظیر تیرها و ستون‌ها، مفاصل پلاستیک می‌توانند از نوع مفصل پلاستیک برشی (V)، مفصل پلاستیک خمشی (M) و مفصل پلاستیک اندرکنش نیروی محوری-لنگر خمشی (P-M) باشد که معمولاً به ابتدا و انتهای عضو و یا به محل‌هایی که نیروهای متمرکز اثر می‌کنند، اختصاص داده می‌شوند. در اعضای محوری نظیر مهاربندها و همچنین ستون‌هایی که رفتار محوری دارند، مفصل پلاستیک می‌تواند از نوع مفصل محوری (P)، اختیار شود و به وسط اعضا اختصاص یابد. در این تحقیق علاوه بر معرفی مفصل‌های پلاستیک از نوع اندرکنش (P-M) در دو انتهای پایه‌های

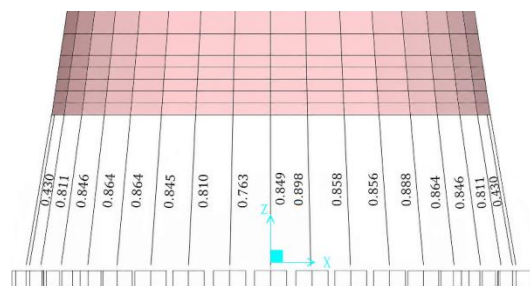
$$\frac{b}{t} = \frac{1000 - 2 \times 25}{25} = 38$$

$$\lambda_p = 1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.12 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{240}} = 32.3$$

$$\lambda_r = 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.49 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{240}} = 43.0$$

$$\rightarrow \lambda_p < \frac{b}{t} = 38 < \lambda_r$$

که (b) و (t) به ترتیب عرض و ضخامت مقطع جعبه ای، (E) و (F_y) به ترتیب مدول الاستیسیته و تنش تسلیم فولاد، (λ_p) و (λ_r) به ترتیب حداکثر پارامترهای نسبت پهنا به ضخامت برای مقاطع فشرده و غیرفشرده لرزه‌ای است. چون نسبت (b/t) در مقطع مربعی مورد نظر از (λ_p) بیش‌تر ولی از (λ_r) کوچک‌تر است، مقطع به‌عنوان مقطع غیرفشرده لرزه‌ای به حساب می‌آید ولی لاغر نیست. در شکل (۱۱)، نسبت تنش پایه‌های فولادی سازه، مشاهده می‌شود. نتایج نشان داد که حداکثر نسبت تنش پایه‌های فولادی سازه برابر ۰/۸۹۸ است.



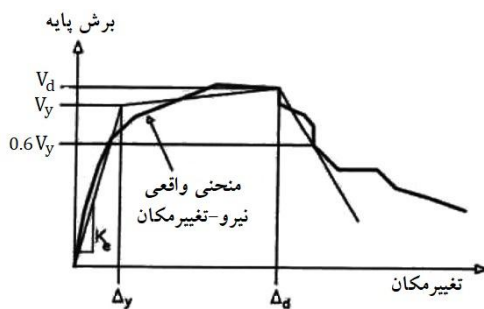
شکل ۱۱- نسبت تنش ستون‌های فولادی

۶- تحلیل استاتیکی بارافزون

در این پژوهش عملکرد لرزه‌ای و ضریب رفتار برج خنک‌کننده بتنی متکی بر ستون‌های فولادی با استفاده از تحلیل استاتیکی بارافزون یا پوش‌آور ارزیابی شده است. بر اساس آیین‌نامه FEMA 356 روش تحلیل استاتیکی غیرخطی یا تحلیل پوش‌آور یکی از روش‌های قابل قبول برای برآورد میزان ضریب کاهش شکل‌پذیری و ضریب رفتار است [۲۶]. در تحلیل پوش‌آور، بار جانبی ناشی از زلزله، به‌طور استاتیکی و به تدریج به صورت فزاینده به سازه اعمال می‌شود تا آن‌جاکه تغییر مکان در یک نقطه خاص (نقطه کنترل) تحت اثر بار جانبی، به مقدار مشخصی (تغییر مکان هدف) برسد و یا سازه فرو بریزد. تغییر شکل‌ها و نیروهای داخلی حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی باید با معیارهای پذیرش مورد بررسی قرار گیرد.

ظرفیت است. برش پایه تسلیم مؤثر سازه، نباید از حداکثر برش پایه در نقاط مختلف منحنی ظرفیت بیش تر باشد.

خط دوم، نماینده شیب مثبت بعد از جاری شدن سازه است که از نقطه‌ای به مختصات (V_d, Δ_d) و نقطه‌ای روی خط اول چنان ترسیم می‌شود که سطح زیر مدل رفتار دوطرفه برابر سطح زیر منحنی رفتار غیرخطی تا نقطه (V_d, Δ_d) باشد. نقطه (V_d, Δ_d) روی منحنی ظرفیت سازه در تغییر مکان هدف یا در تغییر مکان برش پایه حداکثر، هر کدام که کم تر باشد، قرار دارد. خط سوم، نماینده شیب منفی بعد از افت مقاومت است که از نقطه انتهایی شیب مثبت در منحنی ظرفیت (V_d, Δ_d) و نقطه‌ای که در آن برش پایه به ۶۰ درصد برش پایه جاری شدن مؤثر سازه نزول می‌کند، می‌گذرد.



شکل ۱۳- چندخطی کردن منحنی ظرفیت [۷]

زمان تناوب مؤثر سازه (T_e) از رابطه (۶) محاسبه می‌شود:

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (6)$$

که (T_i) زمان تناوب اصلی ارتجاعی سازه، (K_i) سختی جانبی ارتجاعی سازه و (K_e) سختی جانبی مؤثر سازه در جهت مورد نظر است.

۳-۶- تغییر مکان هدف

تغییر مکان هدف در نقطه کنترل، طبق استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم) از رابطه (۷) محاسبه شده است [۷].

$$\delta_t = C_0 C_1 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (7)$$

که (T_e) زمان تناوب اصلی مؤثر سازه، (g) شتاب ثقل، (S_a) شتاب طیفی در زمان تناوب اصلی مؤثر، (C_0) ضریب اصلاح برای ارتباط تغییر مکان طیفی سیستم یک درجه آزادی به تغییر مکان بام

فولادی برج، به منظور در نظر گرفتن رفتار کماتشی پایه‌ها، در وسط ارتفاع پایه‌ها هم مفصل پلاستیک از نوع P تعریف شده است.

۶-۱- توزیع بار جانبی

توزیع بار جانبی اعمالی در تحلیل استاتیکی بارافزون باید تا حد امکان مشابه توزیع بار جانبی باشد که در زلزله به سازه وارد می‌شود و حالت‌های بحرانی تغییر شکل و نیروهای داخلی را در اعضا ایجاد نماید. در این پژوهش نظیر تحقیقات انجام شده در مراجع [۵ و ۲۷]، تحلیل غیرخطی استاتیکی بارافزون تحت اثر الگوی بار جانبی متناسب با مود اصلی ارتعاش سازه برای دو حالت بارگذاری ثقیل $1.2D+L$ و $0.9D$ انجام شده است. با استفاده از نتایج تحلیل، منحنی ظرفیت سازه، پارامترهای لرزه‌ای سازه نظیر تغییر مکان هدف، ضریب رفتار، ضریب کاهش شکل پذیری و ضریب اضافه مقاومت محاسبه شده است.

برج خنک کننده مورد مطالعه از نظر هندسی و آرایش ستون‌های فولادی دارای تقارن است و با توجه به غالب بودن مود اول در پاسخ دینامیکی سازه، انتظار می‌رود مشارکت مودهای بالاتر، تأثیر محدودی بر پاسخ کلی آن داشته باشد. همچنین، پوسته بتنی برج در مدل عددی به صورت الاستیک در نظر گرفته شده است. بر این اساس و با توجه به رویکرد اتخاذ شده در مطالعات پیشین، از جمله مرجع [۵]، تحلیل پوش آور با استفاده از الگوی بارگذاری جانبی متناسب با شکل مود اول انجام شده است. با این حال، بررسی اثر الگوهای بارگذاری یکنواخت و مودال می‌تواند در مطالعات آینده به ارزیابی جامع تر پاسخ لرزه‌ای و ضریب رفتار سیستم پیشنهادی کمک نماید.

۶-۲- منحنی ظرفیت

منحنی ظرفیت رفتار غیرخطی سازه و ارتباط بین برش پایه و تغییر مکان نقطه کنترل مطابق شکل (۱۳) مشخص می‌شود. طبق آیین نامه‌های لرزه‌ای، منحنی ظرفیت باید توسط تحلیل استاتیکی غیرخطی از مقدار صفر تا تغییر مکانی معادل ۱۵۰ درصد تغییر مکان هدف تعیین شود. منحنی ظرفیت باید به منحنی چندخطی تبدیل شود تا برش پایه تسلیم مؤثر سازه (V_y) و تغییر مکان نظیر آن (Δ_y) به دست آید تا از این مقادیر، برای محاسبه زمان تناوب اصلی مؤثر سازه استفاده شود. چندخطی کردن منحنی ظرفیت، مطابق شکل (۱۳)، به نحوی صورت می‌پذیرد که خط اول از نقطه شروع با شیبی برابر با سختی جانبی مؤثر (K_e) رسم می‌شود. سختی جانبی مؤثر برابر با سختی سکانت محاسبه شده در برش پایه نظیر ۶۰ درصد برش پایه جاری شدن مؤثر سازه، در منحنی

هدف کمک نماید. بنابراین، استفاده از مقدار واحد در این پژوهش به‌عنوان یک فرض ساده‌کننده در محاسبات اولیه در نظر گرفته شده است و بررسی دقیق‌تر ضریب C_0 بر اساس روش‌های ارائه‌شده در FEMA 356 یا مراجع دیگر می‌تواند در مطالعات تکمیلی آینده انجام شود.

در محاسبات اولیه می‌توان مقدار زمان تناوب اصلی مؤثر سازه (T_e) را تقریباً برابر با دوره تناوب اصلی سازه با فرض رفتار خطی و ارتجاعی در نظر گرفت. پس از به‌دست‌آوردن منحنی ظرفیت سازه و دوخطی‌کردن آن، مقدار دقیق زمان تناوب اصلی مؤثر سازه محاسبه می‌شود. مقدار شتاب طیفی بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم) برای زلزله طرح برابر ABI است. مقدار شتاب طیفی (S_a) در زمان تناوب اصلی مؤثر سازه برابر ۰/۳۲ است. بر اساس رابطه (۷) مقدار تقریبی تغییرمکان هدف به‌صورت زیر برابر با ۰/۳۸ متر محاسبه شده است.

$$\delta_t = 1 \times 1 \times 0.32 \times \frac{2.18^2}{4\pi^2} \times 9.81 = 0.38 \text{ m}$$

۷- نتایج تحلیل پاش آور

تحلیل پاش آور برج خنک‌کننده، تحت اثر بار جانبی با توزیع متناسب با مود اصلی ارتعاش سازه در دو حالت بارگذاری ثقیلی یعنی $1.2D+L$ و $0.9D$ انجام شده است. پیش از انجام تحلیل پاش آور، ابتدا سازه برج تحت اثر بارگذاری ثقیلی تحلیل شده است. پس از آن، تحلیل استاتیکی غیرخطی سازه تحت اثر بار جانبی فزاینده انجام شده است. در تحلیل پاش آور انجام‌شده، اثرات غیرخطی مصالح و غیرخطی هندسی در نظر گرفته شده است. تحلیل‌های بارافزون به‌صورت کنترل تغییرمکان انجام شده است. مطابق مراجع [۵ و ۲۴]، تراز گره کنترل برابر تراز مرکز جرم سازه برج خنک‌کننده انتخاب شده است. بر اساس FEMA 356 [۲۶]، تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی تا رسیدن تغییرمکان جانبی نقطه کنترل تا ۱۵۰ درصد تغییرمکان هدف، انجام شده است. از آن‌جاکه تغییرمکان هدف به‌صورت تقریبی حدود ۰/۳۸ است، تحلیل بارافزون تا رسیدن تغییرمکان جانبی نقطه کنترل تا حدود ۰/۶۰ متر انجام شده است. در شکل (۱۴) منحنی‌های ظرفیت و منحنی‌های دوخطی ایده‌آل برای حالت‌های مختلف نمایش داده شده است.

در شکل (۱۵-الف) محل تشکیل مفصل‌های پلاستیک اولیه در پایه‌های برج خنک‌کننده تحت بار جانبی و بار ثقیلی $1.2D+L$ نشان داده شده است. مقدار برش پایه متناظر با تشکیل مفصل پلاستیک

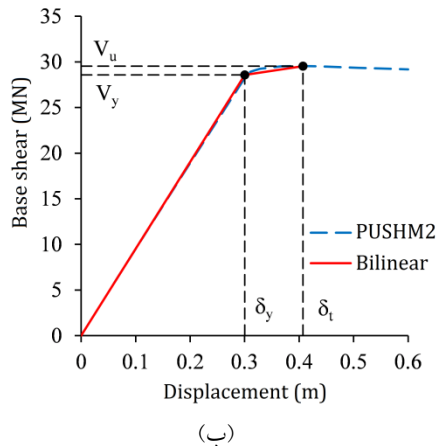
سیستم چنددرجه آزادی و (C_1) ضریب تصحیح برای اعمال تغییرمکان غیرارتجاعی سیستم است که با استفاده از روابط ارائه‌شده در آیین‌نامه برابر ۱/۰ لحاظ شده است. البته در برخی از آیین‌نامه‌های دیگر نظیر مرجع [۲۶]، یک ضریب (C_2) در رابطه محاسبه تغییرمکان هدف وجود دارد که این ضریب در استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم) وجود ندارد. با این وجود مقدار ضریب C_2 برای سازه‌های دارای پرود اصلی بیش‌تر از ۰/۷ ثانیه مانند سازه برج خنک‌کننده مورد نظر برابر ۱/۰ است.

مقدار دقیق تغییرمکان هدف پس از انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی به‌دست می‌آید؛ با این وجود می‌توان مقدار تقریبی تغییرمکان هدف سازه را با داده‌های اولیه تقریبی، تخمین زد. بر اساس مطالعات پیشین، در پاسخ لرزه‌ای افقی برج‌های خنک‌کننده، مود اساسی اول ارتعاشی معمولاً سهم غالبی در پاسخ سازه دارد و تغییرشکل قابل‌توجهی در سیستم ستون‌های نگهدارنده ایجاد می‌کند [۵ و ۲۸]. بنابراین برآیند عمده بارهای جانبی وارد بر سازه ناشی از زلزله، طوری خواهد بود که در مرکز جرم سازه وارد می‌شود. در این پژوهش مرکز جرم سازه که در ارتفاع حدود ۶۰ متر از تراز زمین قرار دارد، به‌عنوان نقطه کنترل انتخاب شده است. در پژوهش حاضر، انتخاب مرکز جرم به‌عنوان نقطه کنترل، با روش به‌کاررفته در پژوهش طاحونی و همکاران نیز مطابقت دارد [۵]. افزون بر این، با توجه به شکل مود اساسی سازه و الگوی تغییرشکل برج تحت اثر بار جانبی، مطابق شکل‌های (۹) و (۱۵)، بررسی نتایج حاصل از تحلیل پاش آور نشان می‌دهد که تغییرمکان هدف در نقطه کنترل با تغییرمکان بالای ستون‌های فولادی هم‌خوانی مناسبی دارد.

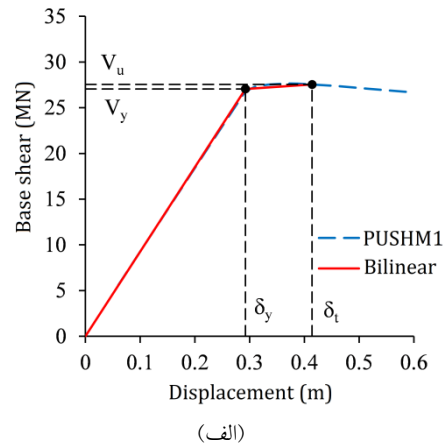
مقدار ضریب (C_0) برای برج خنک‌کننده، مشابه ساختمان یک‌طبقه حدود ۱/۰ در نظر گرفته شده است. البته مقدار این ضریب توسط نرم‌افزار SAP2000 بر اساس روابط FEMA 356 محاسبه شده است که مقدار آن حدود ۱/۰۲ تا ۱/۰۶ به‌دست آمده است. با توجه به این‌که اختلاف مقدار حاصل از نرم‌افزار با مقدار در نظر گرفته‌شده برابر یک، ناچیز است و از سوی دیگر، سیستم برج خنک‌کننده متکی بر ستون‌های فولادی، سیستم سازه‌ای جدیدی محسوب می‌شود، در برآورد اولیه تغییرمکان هدف، با هدف ساده‌سازی محاسبات، سازه به‌صورت یک سیستم یک‌درجه‌آزادی ایده‌آل‌سازی شده و مقدار $C_0=1$ در نظر گرفته شده است.

با این حال، تعیین دقیق‌تر این ضریب با توجه به ویژگی‌های دینامیکی و توزیع جرم سازه می‌تواند به برآورد دقیق‌تر تغییرمکان

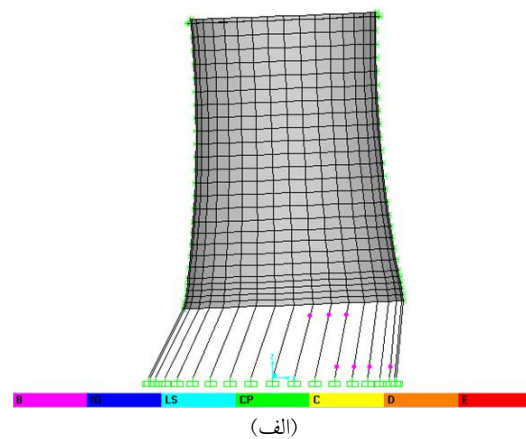
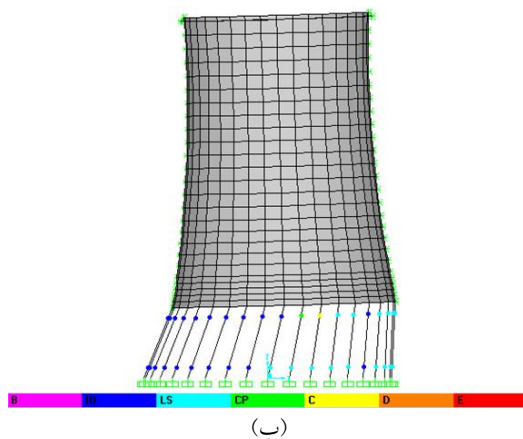
عملکرد استفاده بی‌وقفه خواهد بود. الگوی تشکیل مفصل‌های پلاستیک در تغییر مکان جانبی برابر ۰/۶۰ در شکل (۱۵-ب) نشان داده شده است.



اولیه (V_s)، برابر ۲۶/۶۲ مگانیوتن به‌دست آمده است. نتایج تحلیل نشان داد که تا تغییر مکان هدف برابر ۰/۴۱ متر، مفصل‌های پلاستیک ایجاد شده در پایه در سطح عملکرد ایمنی جانی باقی می‌مانند. البته تا تغییر مکان جانبی حدود ۰/۳۷ متر سازه در سطح



شکل ۱۴- منحنی ظرفیت و منحنی دوطرفی ایده‌آل سازه برای ترکیب بار ثقیلی، الف) 1.2D+L و ب) 0.9D



شکل ۱۵- الف) تشکیل مفصل پلاستیک اولیه در ستون‌ها و ب) تشکیل مفصل پلاستیک در تغییر مکان جانبی ۰/۶ متر

جدول ۲- بررسی معیار پذیرش سازه برج خنک‌کننده

δ_t (m)	V_y (MN)	$V(\text{at } 1.25\delta_t)$ (MN)	$V > V_y$
0.414	27.06	27.08	Ok.

۸- ضریب رفتار سازه برج خنک‌کننده

ضریب رفتار سازه (R) دربرگیرنده آثار عواملی چون درجه نامعینی، اضافه‌مقاومت موجود و شکل‌پذیری در سازه است. در شکل (۱۶) تأثیر این عوامل در پاسخ سازه به‌همراه پاسخ الاستیک فرضی برای سازه‌ای که بر اساس روش حدی طراحی می‌شود، نشان داده شده است [۲۱].

طبق ضوابط آیین‌نامه‌های لرزه‌ای [۲۶]، طراحی سازه باید به‌نحوی انجام شده باشد که مقاومت سازه در نقطه رسیدن به تغییر مکان معادل ۱۲۵ درصد تغییر مکان هدف، کم‌تر از برش پایه جاری شدن مؤثر سازه، نباشد. نتایج تحلیل نشان داد که این ضابطه برای سازه برج خنک‌کننده به‌ازای حالات مختلف بارگذاری برقرار است. به‌عنوان نمونه، این ضابطه در سازه تحت اثر بار جانبی متناسب با مود اصلی و ترکیب بار ثقیلی 1.2D+L یعنی بارگذاری به‌صورت جدول (۲) بررسی شده است. همچنین نتایج نشان داد که سازه برج خنک‌کننده با ستون‌های فولادی تا رسیدن به تغییر مکان هدف پایدار بوده و در سطح عملکرد ایمنی جانی باقی می‌ماند.

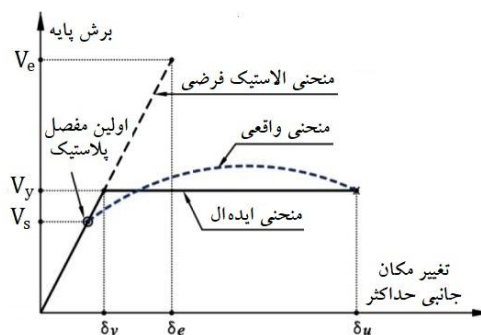
ستون‌های فولادی پیشنهادی با سیستم متداول برج‌های خنک‌کننده دارای ستون‌های بتن‌آرمه است. همچنین، پرود ارتعاش طبیعی سیستم پیشنهادی در مقایسه با برج‌های خنک‌کننده متداول بیش‌تر است. این تفاوت در مشخصات دینامیکی و سیستم باربر جانبی می‌تواند بر پاسخ لرزه‌ای، ظرفیت شکل‌پذیری و در نتیجه ضریب رفتار سازه تأثیرگذار باشد.

در این زمینه، دهقانی و موسوی نیز در بررسی پل‌های بتنی مجهز به جداگرهای لرزه‌ای الاستومری و جداگرهای هسته‌سربی گزارش کردند که ضرایب رفتار محاسبه‌شده کم‌تر از مقادیر پیشنهادی آیین‌نامه بوده‌اند [۱۲]. این نتیجه نشان می‌دهد که ضرایب رفتار آیین‌نامه‌ای لزوماً برای همه سیستم‌های سازه‌ای قابل‌تعمیم نیستند و ویژگی‌های دینامیکی و مکانیزم پاسخ هر سیستم باید در تفسیر ضریب رفتار آن مورد توجه قرار گیرد. بر این اساس، ضریب رفتار حدود ۱/۴ به‌دست‌آمده در پژوهش حاضر، در مقایسه با مقدار ۳/۵ پیشنهادی آیین‌نامه، باید با توجه به تفاوت سیستم سازه‌ای و مشخصات دینامیکی برج مورد مطالعه، تفسیر شود. با این حال، تعیین سهم دقیق هریک از این عوامل در کاهش ضریب رفتار، مستلزم انجام مطالعات پارامتری تکمیلی است. به‌نظر می‌رسد سختی سیستم ستون‌های فولادی نصف‌النهاری و شکل‌پذیری آن‌ها (مقطع غیرفشرده یا فشرده لرزه‌ای) و همچنین عدم وجود مکانیزم جذب انرژی در پوسته روی ضریب رفتار سازه برج خنک‌کننده پیشنهادی تأثیر دارد.

با توجه به منحنی‌های پوش‌آور در شکل (۱۴)، پس از تسلیم سازه، افزایش برش پایه محدود است که این امر بیانگر ظرفیت اضافه‌مقاومت نسبتاً پایین سیستم مورد مطالعه است. این رفتار می‌تواند تا حدی با مشخصات مقاطع ستون‌های فولادی، به‌ویژه نسبت عرض به ضخامت اجزای مقطع و نزدیکی آن به محدوده غیرفشرده، مرتبط باشد. همچنین، الگوی تشکیل مفاصل پلاستیک و احتمال ایجاد مکانیزم تسلیم زودرس می‌تواند بر ظرفیت مقاومتی سازه پس از تسلیم تأثیرگذار باشند. با این حال، تعیین سهم دقیق هریک از این عوامل مستلزم بررسی‌های تکمیلی است. از این‌رو، بررسی پارامتری تأثیر فشردگی مقاطع فولادی و توالی تشکیل مفاصل پلاستیک بر ضریب اضافه‌مقاومت و رفتار غیرخطی برج خنک‌کننده، به‌عنوان موضوعی برای پژوهش‌های آینده پیشنهاد می‌شود.

جدول ۳- پارامترهای منحنی ظرفیت سازه برج خنک‌کننده

R	R_{μ}	Ω	δ_t (m)	بار ثقیلی
1.45	1.425	1.017	0.414	1.2D+L
1.39	1.362	1.023	0.407	0.9D



شکل ۱۶- پاسخ‌های غیرالاستیک و الاستیک فرضی سازه [۲۱]

ضریب رفتار سازه از رابطه (۸) تعیین شده است.

$$R = \Omega R_{\mu} \quad (8)$$

که Ω ضریب اضافه‌مقاومت و عبارت است از نسبت نیروی متناظر با حد تسلیم کلی سازه در هنگام تشکیل مکانیزم به نیروی متناظر با تشکیل اولین مفصل پلاستیک و R_{μ} ضریب کاهش شکل‌پذیری عبارت است از نسبت نیروی نهایی وارد بر سازه در صورتی‌که رفتار سازه، الاستیک فرض شود، به نیروی متناظر با حد تسلیم کلی سازه که از روابط (۹) و (۱۰) به‌دست می‌آیند.

$$\Omega = \frac{V_y}{V_s} \quad (9)$$

$$R_{\mu} = \frac{V_e}{V_y} \quad (10)$$

در جدول (۳)، مقادیر تغییر مکان هدف، ضریب اضافه‌مقاومت، ضریب کاهش شکل‌پذیری و ضریب رفتار برج خنک‌کننده تحت اثر دو حالت بارگذاری ثقیلی، ارائه شده است. ضریب رفتار و ضریب اضافه‌مقاومت برای سازه برج‌های خنک‌کننده فلزی و یا بتنی در آیین‌نامه‌های لرزه‌ای نظیر استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم) به‌ترتیب $R=3.5$ و $\Omega=2$ در نظر گرفته شده است. اما در آیین‌نامه ASCE 7 [۲۵] مقدار $R=3.5$ و $\Omega=1.75$ برای برج خنک‌کننده بتنی و یا فلزی پیشنهاد شده است؛ اما در این پژوهش ضریب رفتار و ضریب اضافه‌مقاومت برج خنک‌کننده با ستون‌های فولادی نصف‌النهاری به‌ترتیب حدود ۱/۴ و ۱/۰۲ به‌دست آمده است. بنابراین ضریب رفتار و ضریب اضافه‌مقاومت برج خنک‌کننده با پایه‌های به‌صورت نصف‌النهاری یا [شکل به‌ترتیب ۶۰ و ۴۲ درصد کم‌تر از مقادیر پیشنهادی آیین‌نامه است. یکی از نکات مهم در تفسیر ضریب رفتار به‌دست‌آمده در پژوهش حاضر، تفاوت سیستم سازه‌ای برج خنک‌کننده با

۹- نتیجه‌گیری و پیشنهاد

در این پژوهش، یک برج خنک‌کننده واقعی با پوسته بتنی و پایه‌های بتنی به صورت X شکل در نظر گرفته شده است. در عوض به جای پایه‌های بتنی، از پایه‌های فولادی به صورت نصف‌النهاری یا I شکل استفاده شده است. با استفاده از روش مدل‌سازی اجزای محدود و انجام تحلیل استاتیکی بارافزون، عملکرد لرزه‌ای و ضریب رفتار برج خنک‌کننده بررسی شده است. نتایج این پژوهش به صورت زیر جمع‌بندی شده است:

- سازه برج خنک‌کننده با ستون‌های فولادی مورد مطالعه، تا رسیدن به تغییر مکان هدف پایدار بوده و در سطح عملکرد ایمنی جانی باقی می‌ماند.
- ضریب رفتار و ضریب اضافه مقاومت برج خنک‌کننده با پایه‌های فولادی به صورت نصف‌النهاری یا I شکل با استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی به ترتیب برابر $1/4$ و $1/0.2$ محاسبه شده است.
- ضریب رفتار و ضریب اضافه مقاومت برج خنک‌کننده مورد مطالعه به ترتیب 60 و 42 درصد کمتر از مقادیر ارائه شده در آیین نامه لرزه‌ای برای برج خنک‌کننده بتنی و یا فلزی است.
- پیشنهاد می‌شود که در تحقیقات آینده، ضریب رفتار مدل‌های بیش‌تری از سازه برج خنک‌کننده پیشنهادی با استفاده از تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی بررسی و با یکدیگر مقایسه شود.

- on Structure Height", *Journal of Structure & Steel*, 19(49), pp.18-32. (In Persian)
- [15] Kappes, L., Berry, M., Murray, F., Stephens, J., and Barnes, K. (2016), "Seismic Performance of Concrete-Filled Steel Tube to Concrete Pile-Cap Connections", *Journal of Bridge Engineering*, 21(7), p.04016042.
- [16] Arockiasamy, M., and Arvan, P.A. (2022), "Behavior, Performance, and Evaluation of Prestressed Concrete/Steel Pipe/Steel H-Pile to Pile Cap Connections", *Practice Periodical on Structural Design & Construction*, 27(2), p.03122001.
- [17] Gonçalves, V.F., Delalibera, R.G., and de Oliveira Filho, M.A. (2022), "Analysis of the Pile-to-Cap Connection of Pile Caps on Two Steel Piles: An Experimental and Numerical Study", *Engineering Structures*, 252, p.113629.
- [18] Zhang, J.F., Chen, H., and Li, J.B. (2015), "Seismic Response Features of Hyperboloidal Cooling Towers Based on Response Spectral Analysis", *Journal of Vibration & Shock*, 34(10), pp.128-134.
- [19] Lee, B.J., and Gould, P.L. (1985), "Seismic Response of Pile Supported Cooling Towers", *Journal of Structural Engineering*, 111(9), pp.1930-1947.
- [20] Hashemi, M., and Bargi, K. (2025), "Determination of Optimal Intensity Measures by Correlation Analyses between Earthquake Parameters and Damage Indices for RC Cooling Towers", *Soil Dynamics & Earthquake Engineering*, 199, p.109670.
- [21] Asghari, A. (2017), "Evaluation of Ductility Reduction Factor for X-Braced Steel Frames Which Are Braced in Two End Spans", *Amirkabir Journal of Civil Engineering*, 49(2), pp.213-225. (In Persian)
- [22] Rahimian, S., and Morshed, R. (2019), "Investigating the Effect of Thermal Loading on Cooling Tower Shells", *Amirkabir Journal of Civil Engineering*, 51(4), pp.631-644. (In Persian)
- [23] Gran, C.S., and Yang, T.Y. (1980), "Refined Analysis of the Seismic Response of Column-Supported Cooling Tower", *Computers & Structures*, 11(3), pp.225-231.
- [24] American Institute of Steel Construction (2022), *Specification for Structural Steel Buildings*. ANSI/AISC 360-22. Chicago, IL: American Institute of Steel Construction.
- [25] American Society of Civil Engineers (2010), *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. ASCE/SEI 7-10. Reston, VA: American Society of Civil Engineers.
- [26] Federal Emergency Management Agency (2000), *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. FEMA 356. Prepared by the American Society of Civil Engineers. Washington, DC: Federal Emergency Management Agency.
- [27] Sobhan, M.S., Rofooei, F.R., and Khajeh Ahmad Attari, N.K.A. (2017), "Buckling Behavior of the Anchored Steel Tanks under Horizontal and Vertical Ground Motions Using Static Pushover and Incremental Dynamic Analyses", *Thin-Walled Structures*, 112, pp.173-183.
- [28] Abu-Sitta, S.H., and Davenport, A.G. (1970), "Earthquake Design of Cooling Towers", *Journal of the Structural Division*, 96(9), pp.1889-1902.
- [1] VGB PowerTech e.V. (2010), *Structural Design of Cooling Towers: VGB Guideline on the Structural Design, Calculation, Engineering and Construction of Cooling Towers*. Essen: VGB PowerTech Service.
- [2] Sabouri-Ghomi, S., Abedi Nik, F., Roufegarinejad, A., and Bradford, M.A. (2006), "Numerical Study of the Nonlinear Dynamic Behaviour of Reinforced Concrete Cooling Towers under Earthquake Excitation", *Advances in Structural Engineering*, 9(3), pp.433-442.
- [3] Sabouri-Ghomi, S., Kharrazi, M.H.K., and Javidan, P. (2006), "Effect of Stiffening Rings on Buckling Stability of R.C. Hyperbolic Cooling Towers", *Thin-Walled Structures*, 44(2), pp.152-158.
- [4] Zhang, J.F., Wang, Y.H., Li, J., and Zhao, L. (2021), "Seismic Responses of Hyperbolic Cooling Towers under Horizontal and Vertical Earthquake", *Earthquakes & Structures*, 20(4), pp.405-415.
- [5] Tahooni, S., and Jaleleddin, M. (2004), "Determination of the Response Modification Factor R for Hyperbolic Cooling Towers", *Proceedings of the First National Congress of Civil Engineering*.
- [6] Computers and Structures, Incorporated. (2022) *SAP2000: Structural Analysis and Design Software*. Available at: <https://www.csiamerica.com/products/sap2000>.
- [7] Standard 2800 (2015), "Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings (4th edition)", Road, Housing and Urban Development Research Center. (in Persian)
- [8] ACI Committee 334 (1991), *Reinforced Concrete Cooling Tower Shells: Practice and Commentary*. ACI 334.2R-91. Farmington Hills, MI: American Concrete Institute.
- [9] Beheshti Aval, S.B., Sadeghian Firouzabad, H., and Salehi, E. (2013), "Seismic Behavior of the Metal Cooling Tower of Shahid Rajaei Power Plant in Qazvin under Severe Earthquake Ground Motions", 7th National Congress, Civil Engineering. (In Persian)
- [10] Yu, Q.Q., Gu, X.L., Li, Y., and Lin, F. (2016), "Collapse-Resistant Performance of Super-Large Cooling Towers Subjected to Seismic Actions", *Engineering Structures*, 108, pp.77-89.
- [11] Ziraoui, A., Kissi, B., Aaya, H., and Ahnouz, I. (2024), "Dynamic Response of Hyperbolic Cooling Tower Considering Different Column Supporting Systems Subjected to Seismic Actions", *Nuclear Engineering & Design*, 429, p.113632.
- [12] Dehghani, E., and Mousavi, S.O. (2016), "Study of the Modification Factor of Concrete Bridges with Elastomeric Rubber Bearing (ERB) and Lead Rubber Bearing (LRB)", *Civil & Environmental Research*, 2, pp.13-24.
- [13] Khoshnoudian, F., and Jalali, R. (2008), "Response Modification Factor of Shaft-Supported Concrete Elevated Water Tanks", *Structure & Steel*, 4(3), pp.36-48. (In Persian)
- [14] Sarvdalir, S., and Razavi, S.A. (2025), "Evaluation of Response Modification Factor of BRB Systems Based