

Evaluating Dynamic Train–Bridge Interaction for an Old Masonry Arch Bridge: A Case Study of Karaj Bridge

Tohid Akhlaghi (Associate Professor, Department of Civil Engineering, University of Tabriz, Iran)

Faraz Motamedi Mamaghani (Ph.D. Student, Department of Civil Engineering, University of Tabriz, Iran)

1- Introduction

Old masonry bridges constitute an important part of Iran's railway infrastructure, and a considerable number of them have been in service for more than 80 years. These bridges were generally designed for lower train speeds than those used today. Therefore, evaluating their dynamic response under modern train operation is important, particularly because the combined effects of train speed, axle load, and track configuration can modify the bridge response. Previous studies have addressed moving-load effects, railway bridge dynamics, masonry-bridge seismic behavior, and train-bridge interaction; however, the simultaneous influence of track type, train speed, and axle load on an existing masonry bridge using a field-validated three-dimensional model has received less attention.

Accordingly, the Karaj masonry arch bridge was selected as a case study. The main objective is to develop and validate a three-dimensional train-bridge interaction model and to compare ballasted, ladder, and concrete slab track systems in terms of vertical displacement and acceleration under different operating conditions.

2- Numerical Model and Case Study

The Karaj bridge has a total length of 190 m and consists of seven arches with an internal span of 21 m. The arch key thickness is 1.0 m, the thickness at the seating region is 1.75 m, and the bridge width at the arches is 4 m. Based on the available core-test results, the masonry and concrete components were represented as isotropic linear-elastic materials. This simplification is consistent with the study objective of comparing dynamic responses within the service-level deformation range; nonlinear masonry behavior, cracking, and damage are therefore limitations of the present model.



Fig. 1. Longitudinal view of the Karaj masonry arch bridge

The train was represented by interconnected rigid bodies for the car body, bogies, axles, and wheels, connected through linear springs and viscous dampers. The vehicle model contains 27 degrees of freedom for four-axle cars and 33 degrees of freedom for six-axle locomotives. The bridge–train system was modeled in ABAQUS using a three-dimensional finite element formulation. Deformable bridge components were represented by eight-node solid elements with reduced integration, while the vehicle, ballast, and substructure components were modeled as rigid bodies where appropriate.



Fig. 2. Three-dimensional model of the Karaj bridge

3- Track Systems and Loading

Three track configurations—ballasted, ladder, and concrete slab—were modeled as homogeneous linear-elastic systems. The analyses considered axle loads of 20, 25, and 30 t and train speeds of 30, 60, 90, 120, and 160 km/h. Dead load was applied gradually during the initial stage of the analysis, and train speed was introduced through a prescribed time history. The bridge supports were restrained in translation and rotation, consistent with the relatively stiff rock foundation reported for the bridge site.

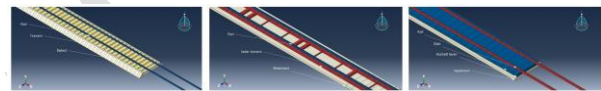


Fig. 3. Numerical representation of the ballasted, ladder, and concrete slab track systems

4- Model Validation

Validation was performed at two levels. First, the natural frequencies obtained from modal analysis were compared with field accelerometer measurements. The differences for the first and second modes were below 10%, while the UIC 778-3 recommended limits are 15% and 25%, respectively. Second, the maximum vertical displacement at the center of span 4 during the passage of three locomotives and five cars was compared with field DCDT measurements. The field and numerical peak displacements were approximately 540 and 570 μm , respectively, corresponding to a relative difference of about 5.6%. These comparisons indicate that the model reproduces the measured dynamic behavior with acceptable accuracy.

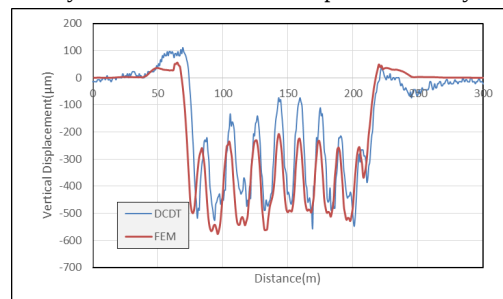


Fig. 4. Comparison of numerical and field vertical displacement at the center of span 4

5- Results and Discussion

The response of the bridge was evaluated at two critical locations identified from the preliminary analyses: the center of the first arch span and the fourth bridge joint. The first location exhibited the largest global displacement and acceleration

response, whereas the fourth joint represented a critical local interaction zone between adjacent spans. The principal variables were track type, train speed, and axle load.

At the center of the first span, increasing axle load from 20 to 30 t increased both vertical displacement and acceleration for all track systems. The response also increased with train speed up to approximately 120 km/h. The largest vertical displacement was 1.119 mm for the ballasted track at 120 km/h and 30 t. The corresponding maxima for the ladder and concrete slab tracks were 0.86 and 0.81 mm, respectively. Thus, the higher stiffness of the concrete slab track reduced the bridge displacement compared with the ballasted configuration.

The acceleration response showed a similar dependence on axle load and speed. At the first span, the maximum acceleration was 0.2687 m/s² for the ballasted track, 0.1864 m/s² for the ladder track, and 0.1672 m/s² for the concrete slab track. The peak responses occurred mainly in the 90–120 km/h range. The concrete slab system therefore produced lower overall bridge displacement and acceleration, although its higher stiffness also caused a stronger sensitivity of the response to speed near the critical range.

Table 1. Maximum responses at the center of the first span

Track system	Maximum response: displacement / acceleration
Ballasted	1.119 mm / 0.2687 m/s ²
Ladder	0.86 mm / 0.1864 m/s ²
Concrete slab	0.81 mm / 0.1672 m/s ²

At the fourth joint, the maximum vertical displacement was approximately 0.21 mm for the ballasted track, 0.17 mm for the ladder track, and 0.15 mm for the concrete slab track. The corresponding acceleration peaks were about 0.0632, 0.045, and 0.0270 m/s², respectively. The ladder track showed relatively stable response above 90 km/h, whereas the concrete slab track exhibited noticeable changes around 90 and 120 km/h, indicating greater sensitivity to the excitation frequency. The passenger-comfort assessment was qualitative because standard indices such as RMS acceleration were not calculated.

6- Conclusions

The validated three-dimensional ABAQUS model was used to investigate the Karaj bridge under different train speeds, axle loads, and track systems. Increasing axle load from 20 to 30 t increased displacement and acceleration for all systems. The principal dynamic-response peaks occurred mainly within 90–120 km/h. The concrete slab track produced the lowest overall bridge displacement and acceleration, although its higher stiffness caused noticeable speed sensitivity near the critical range. The passenger-response assessment remains qualitative because standard comfort indices such as RMS acceleration were not calculated.

ارزیابی اندرکنش دینامیکی پل بنایی قدیمی و قطار (مطالعه موردی پل کرج)

توحید اخلاقی^{۱*}، فراز معتمدی ممقانی^۲

۱- دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تبریز، تبریز، ایران، takhlaghi@tabrizu.ac.ir

۲- دانشجوی دکتری، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تبریز، تبریز، ایران، farazmotamedi@phd.tabrizu.ac.ir

چکیده

در کشور ایران، بخش قابل توجهی از خطوط راه آهن بر روی پل های قدیمی، به ویژه پل های مصالح بنایی، قرار دارد. با توجه به قدمت و اهمیت تاریخی این پل ها، حفظ و نگهداری آن ها ضروری است. در این پژوهش، با مدلسازی عددی پل مصالح بنایی کرج و قطار عبوری، تأثیر سیستم های مختلف روسازی شامل بالاستی، دال خط بتنی و نردبانی بر اندرکنش پل-قطار تحت سرعت ها و بارهای محوری مختلف بررسی شده است. با توجه به آزمایشات مقاومت مصالح و همچنین آزمایشات دینامیکی و استاتیکی میدانی انجام گرفته بر روی پل به صورت عبور قطارهای مختلف با سرعت های سیر متفاوت و در دسترس بودن نتایج آنها، در این تحقیق با انجام مدلسازی دقیق مجموعه سیستم پل و قطار ابتدا اعتبارسنجی لازم انجام شده و بعد از اطمینان از کارکرد صحیح مدل، در گام بعدی برای هر یک از سیستم های روسازی تحلیل های حساسیت نسبت به بار محوری و سرعت سیر بررسی ها و تحلیل های لازم صورت پذیرفته است. نتایج نشان داد که افزایش بار محوری موجب افزایش جابجایی و شتاب قائم در هر سه سیستم روسازی می شود. بیشینه جابجایی قائم در مرکز دهانه اول برای روسازی های بالاستی، نردبانی و دال خط بتنی به ترتیب ۱/۱۱۹، ۰/۸۶ و ۰/۸۱ میلی متر به دست آمد. همچنین، بیشینه شتاب قائم در این نقطه به ترتیب ۰/۲۶۸۷، ۰/۱۸۶۴ و ۰/۱۶۷۲ متر بر مجذور ثانیه محاسبه شد. در مجموع، روسازی دال خط بتنی کمترین جابجایی و شتاب قائم را ایجاد کرد. محدوده سرعت متناظر با بیشینه پاسخ دینامیکی، بسته به نوع روسازی و پارامتر مورد بررسی، در بازه ۹۰ تا ۱۲۰ کیلومتر بر ساعت قرار داشت.

کلمات کلیدی

پل های مصالح بنایی، اندرکنش، روش المان محدود، سیستم های روسازی، آزمایش های مقاومت مصالح، آزمایش های میدانی، اعتبارسنجی، شتاب، بار محوری

*توحید اخلاقی، دانشیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تبریز.

ایمیل: takhlaghi@tabrizu.ac.ir (نویسنده مسئول مقاله)

Evaluating Dynamic Train–Bridge Interaction for an Old Masonry Arch Bridge: A Case Study of Karaj Bridge

Tohid Akhlaghi¹, Faraz Motamedi Mamaghani²

- 1- Associate Professor, Department of Civil Engineering, University of Tabriz, Iran
takhlaghi@tabrizu.ac.ir
- 2- Ph.D Student, Department of Civil Engineering, University of Tabriz, Iran
farazmotamedi@phd.tabrizu.ac.ir

Abstract:

A significant portion of Iran's railway network is located on old bridges, particularly masonry bridges. Given the age and historical importance of these bridges, their preservation and maintenance are essential. In this study, numerical modeling of the Karaj masonry bridge and the passing train was conducted to investigate the effects of different track systems, including ballasted, concrete slab, and ladder tracks, on train–bridge interaction under different train speeds and axle loads. Based on the available material strength tests as well as static and dynamic field tests conducted on the bridge during the passage of different trains at various operating speeds, a detailed numerical model of the bridge–train system was first developed and validated. After confirming the reliability of the model, sensitivity analyses were performed for each track system to investigate the effects of axle load and train speed on the structural response. The results showed that increasing the axle load increased the vertical displacement and acceleration in all three track systems. The maximum vertical displacement at the center of the first span was 1.119, 0.86, and 0.81 mm for the ballasted, ladder, and concrete slab tracks, respectively. The corresponding maximum vertical accelerations at this location were 0.2687, 0.1864, and 0.1672 m/s², respectively. Overall, the concrete slab track produced the lowest vertical displacement and acceleration. The speed range corresponding to the maximum dynamic response varied between 90 and 120 km/h, depending on the track system and the response parameter considered.

Keywords: Masonry arch bridges, Interaction, Finite Element Method, Pavement systems, Dynamic field tests, Acceleration, Axial load

۱- مقدمه

پل‌ها یکی از شریان‌های حیاتی برای حمل و نقل هستند. از جمله این پل‌ها می‌توان به پل‌های با مصالح بنایی اشاره کرد که ارزش تاریخی داشته و قدمت تعدا قابل توجهی از آنها به بیش از ۸۰ سال نیز می‌رسد. در شبکه راه‌آهن ایران بیش از ۳۰۰۰ پل با مصالح بنایی و قدیمی وجود دارد که به پایان عمر مفید خود نزدیک شده‌اند. از این رو، پل‌های مذکور برای قطارهایی با سرعت پایین طراحی شده‌اند. با این حال، امروزه، سرعت قطارها نسبت به گذشته زیاده‌تر شده که این مساله لزوم این امر را متذکر می‌شود که مساله ارتعاشات و خطر بروز پدیده تشدید برای چنین حالتی که در طراحی این پل‌ها اثر این سرعت‌ها دیده نشده است، برای پل‌های قدیمی بایستی انجام گیرد[1].

تحقیقات مختلفی برای بررسی عملکرد پل‌ها تحت بارگذاری دینامیکی با استفاده از روش‌های عددی، میدانی و آزمایشگاهی و تحلیلی انجام گرفته است. نوری و طهماسبی (۱۳۹۵) به ارزیابی رفتار پل‌ها تحت اثر بار متحرک با استفاده از روش تحلیلی پرداختند. با در نظرگیری پل به صورت یک تیر دو سر مفصل، بار متحرک هم به صورت نیروی متحرک و هم به صورت جرم متحرک اعمال شد و تاثیر جرم و سرعت آن بر نتایج مورد بحث و بررسی قرار گرفت. نتایج حاکی از آن بود که تاثیر بیشتر بودن جرم وسیله نقلیه در سرعت‌های بالا تاثیر قابل ملاحظه‌ای در رفتار پل‌ها دارد[2]. گائو^۱ در سال ۲۰۱۳ با استفاده از نرم افزار آباکوس، به بررسی اندرکنش قطارهای پرسرعت و خط ریل پرداخت و ارتعاشات منتشرشده در زمین ناشی از عبور این قطارها را بررسی کرد در نهایت به این نتیجه رسیدند که با افزایش سرعت قطار، جابجایی عمودی ریل و خاک روندی صعودی دارد[3]. گونان و سویوز^۲ در سال ۲۰۲۲ با استفاده از روش احتمالاتی، تاثیر عدم قطعیت هم در بارگذاری لرزه‌ای و هم در خصوصیات مصالح را در پاسخ لرزه‌ای یک پل بنایی تاریخی واقع در کشور ترکیه مورد بررسی قرار دادند. در نتیجه آن، یک چارچوب احتمالی مبتنی بر روش‌های مونت کارلو برای تخمین شاخص قابلیت اعتماد لرزه‌ای پل‌های طاقی بنایی توسعه یافت و کارایی آن با مدل‌سازی غیرخطی سه‌بعدی یک پل تاریخی در ترکیه اثبات شد[4]. لیو^۳ و همکاران در سال ۲۰۲۲ با استفاده از نرم افزار ANSYS، به بررسی اثر همزمان وقوع زلزله و وجود کامیون سنگین بر روی پل بتنی پرداختند. ملاحظه شد که اثر بار زلزله در پاسخ سیستم بیش از تاثیر وجود کامیون بر روی پل می‌باشد[5]. یزدانی و همکاران (۲۰۲۳) به مطالعه دو پل قوسی ریلی فرسوده و قدیمی (که به عنوان سازه‌های ترک‌خورده شناخته می‌شوند) پرداختند. ایشان برای به دست آوردن ظرفیت نهایی این پل‌ها از روش المان محدود توسعه‌یافته^۴ استفاده کرده و وجود ترک‌های اولیه را در مدل لحاظ نمودند. در نتیجه این پژوهش مشخص شد که روش المان محدود توسعه‌یافته تطابق بسیار خوبی با سایر روش‌ها دارد و از آن می‌توان برای به دست آوردن ظرفیت نهایی پل‌های قوسی قدیمی استفاده کرد[6]. در سال ۲۰۲۳، بنکاردینو^۵ و همکاران به تحلیل یک پل راه‌آهن موجود با طاق‌های مصالح بنایی در ایتالیا پرداخته و در نتیجه گیری راهکار بهسازی بتنی را پیشنهاد دادند[7]. با استفاده از روش عددی، اردوران^۶ و همکاران در سال ۲۰۲۴ به بررسی رفتار دینامیکی پل‌های راه‌آهن تحت ارتعاشات ناشی از ترافیک حمل‌ونقل سنگین پرداختند. ایشان بیان نمودند که برای دست یابی به تخمین قابل اعتمادتری از رفتار پل‌های راه‌آهن، اگر نسبت جرم قطار به جرم پل از ۰/۴ بیشتر شد، بایستی حتما اثرات اینرسی جرم قطار مد نظر قرار گیرد[8]. گوئو^۷ و همکاران در سال ۲۰۲۴ با استفاده از روش‌های آزمایشگاهی و عددی، تاثیر حضور قطارهای پرسرعت بر پاسخ لرزه‌ای تیر اصلی پل هنگام وقوع زلزله را مورد بررسی قرار دادند. ملاحظه شد تحت اثر بارگذاری لرزه‌ای، متوقف کردن قطار روی پل می‌تواند شتاب جانبی تیر اصلی را نسبت به حالتی که قطار در حال حرکت است، به طور مؤثری کاهش دهد[9]. با بهره گیری از نرم افزار ANSYS و استفاده از شبکه عصبی ژرف^۸، آلپ اصلان^۹ و همکاران در سال ۲۰۲۴ به

¹ Gao

² Gonen and soyoz

³ Liu

⁴ Extended Finite Element Method

⁵ Bencardino

⁶ Erduran

⁷ Guo

⁸ Deep Neural Network

⁹ Alpaslan

تحلیل پل قوسی بنایی Kurt واقع در کشور ترکیه پرداخته و نتیجه گیری کردند که مدل سازی اولیه پل با استفاده از ویژگی های پیش فرض مصالح، اختلاف میانگین ۹٫۶۸ درصدی در فرکانس های طبیعی نسبت به نتایج تجربی داشت. با اعمال روش پیشنهادی مبتنی بر شبکه عصبی ژرف (DNN)، این اختلاف به طور قابل توجهی کاهش یافته و میانگین خطا به ۰٫۶۹ درصد رسید [10]. با استفاده از نرم افزار آباکوس، باقرزاده آذر و همکاران در سال ۲۰۲۵ به بررسی پاسخ لرزه ای یک پل قوسی تاریخی پرداختند. برای این منظور تحلیل های دینامیکی غیر خطی انجام پذیرفت. یافته های حاصل از این تحقیق حاکی از آن است که آسیب پذیرترین اجزای پل های بنایی، دیوارهای اسپاندرل^۱ و بخش داخلی قوس ها می باشند که در صورت بروز خرابی آنها، احتمال تخریب و گسیختگی پیش رونده پل افزایش می یابد [11].

همان طور که گفته شد، پل های مصالح بنایی قدیمی از شریان های حیاتی شبکه راه آهن کشور محسوب می شوند؛ لذا ارزیابی دقیق رفتار سازه ای آن ها تحت بارهای محوری و سرعت های عبوری قطارهای مدرن جهت تضمین پایایی خطوط ریلی اجتناب ناپذیر بوده و لازم است عملکرد آنها دقیقاً مورد بررسی قرار گیرد. در همین راستا، در این پژوهش این امر مهم مد نظر قرار گرفته و «پل مصالح بنایی کرج» به عنوان مطالعه موردی جهت تحلیل و بررسی انتخاب شده است.

با توجه به مطالعات پیشین، اگرچه رفتار دینامیکی پل های راه آهن، اندرکنش قطار-پل و عملکرد سیستم های مختلف روسازی به صورت جداگانه مورد بررسی قرار گرفته است، بررسی همزمان اثر نوع روسازی، سرعت حرکت و بار محوری بر پاسخ دینامیکی یک پل بنایی قدیمی و موجود، با استفاده از یک مدل سه بعدی اندرکنش قطار-پل که با داده های میدانی اعتبارسنجی شده باشد، کمتر مورد توجه قرار گرفته است. از این رو، هدف اصلی پژوهش حاضر توسعه و اعتبارسنجی یک مدل سه بعدی اندرکنش قطار-پل برای پل بنایی کرج و بررسی اثر سه سیستم روسازی بالاستی، نردبانی و دال خط بتنی بر جابجایی و شتاب قائم پل تحت سرعت ها و بارهای محوری مختلف است. سهم اصلی این پژوهش، مقایسه مستقیم عملکرد دینامیکی این سه سیستم روسازی در یک پل بنایی موجود و شناسایی محدوده های سرعت متناظر با بیشینه پاسخ دینامیکی پس از اعتبارسنجی مدل با داده های میدانی است.

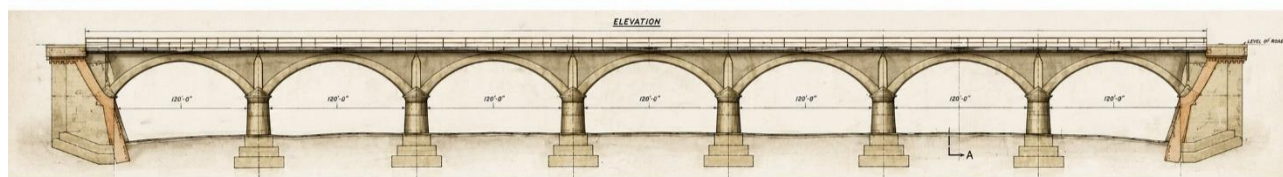
۲- مطالعه موردی

سازه های بنایی به دلیل ماهیت ناهمگن (ترکیب سنگ و ملات)، رفتار غیرخطی بالقوه و حساسیت به ترک خوردگی، نیازمند مدل سازی عددی مناسب هستند. با این حال، با توجه به هدف پژوهش حاضر که بررسی پاسخ دینامیکی پل در محدوده بارهای بهره برداری و تغییر شکل های نسبتاً کوچک و مقایسه اثر سیستم های مختلف روسازی است، مصالح سازه ای پل در مدل عددی به صورت ایزوتروپیک و خطی-کشسان در نظر گرفته شدند. این فرض امکان تمرکز بر اثر اندرکنش قطار-پل و مقایسه منظم پاسخ سه سیستم روسازی را فراهم می کند و در عین حال، لحاظ نکردن رفتار غیرخطی، ترک خوردگی و آسیب دیدگی مصالح بنایی به عنوان یکی از محدودیت های مدل حاضر در نظر گرفته می شود. برای شبیه سازی رفتار دینامیکی پل قوسی کرج تحت عبور قطار، از روش اجزای محدود با بهره گیری از نرم افزار **Abaqus/Standard** (نسخه ۲۰۱۹) استفاده شده است. انتخاب روش حل ضمنی مبتنی بر الگوریتم نیومارک-بتا (اصلاح شده) به دلیل دقت مناسب در همگرایی پاسخ های دینامیکی با نرخ کرنش متوسط و ضرورت محاسبه معکوس ماتریس سختی کل سازه صورت گرفت.

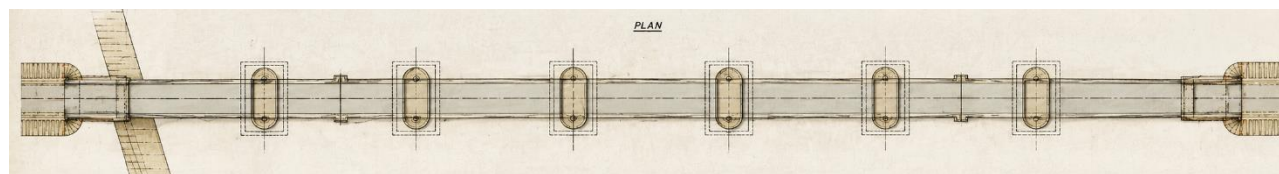
۲-۱- مشخصات پل کرج

پل کرج دارای طول کل ۱۹۰ متر و شامل ۷ قوس با دهانه داخلی ۲۱ متر است. ضخامت کلید قوس ها ۱۰۰ سانتی متر و ضخامت محل نشیمن ۱۷۵ سانتی متر و عرض پل در محل قوس ها ۴ متر است. شکل های زیر نقشه های فنی و تاریخی پل کرج را نشان می دهند؛ به طوری که شکل (۱) مربوط به پروفیل طولی (نمای جانبی دهانه های قوسی و پایه ها) و شکل (۲) نشان دهنده پلان سازه (نمای از بالا و هندسه پایه ها بر روی پی) است.

^۱ Spandrel walls

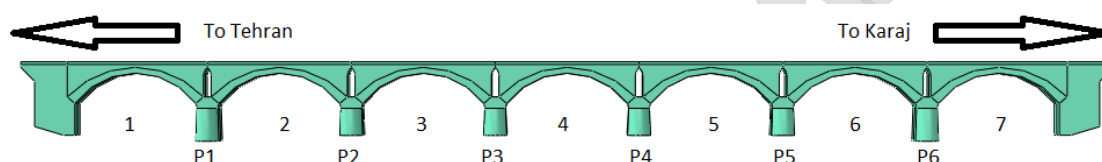


شکل (۱) - نمای جانبی پل کرج



شکل (۲) - پلان پل کرج

در شکل زیر شماره قوس‌ها و جهت حرکت قطار مشخص شده است.



شکل (۳) - شماره گذاری قوس‌های پل کرج

مشخصات مکانیکی مصالح بر اساس آزمایش‌های مغزه‌گیری در جدول (۱) آورده شده و به صورت ایزوتروپیک و خطی-کشسان در مدل تعریف شده است:

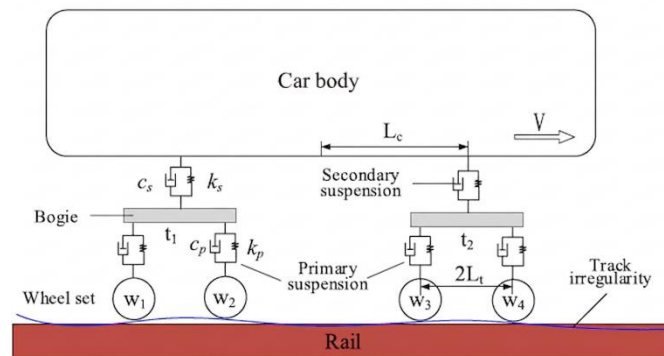
جدول (۱) - نتایج آزمایش مقاومت مصالح نمونه‌های سنگی [12]

جزء سازه‌ای	مدول الاستیسیته (GPa)	وزن مخصوص (Kg/m^3)	ضریب پواسون
قوس شماره ۱-۲	۱۷-۱۲	۲۵۰۰	۰/۱۶۷
قوس شماره ۳ تا ۷	۱۰	۲۵۰۰	۰/۱۶۷
بتن پرکننده	۵	۲۵۰۰	۰/۱۶۷
پایه‌ها	۲۰	۲۵۰۰	۰/۱۶۷

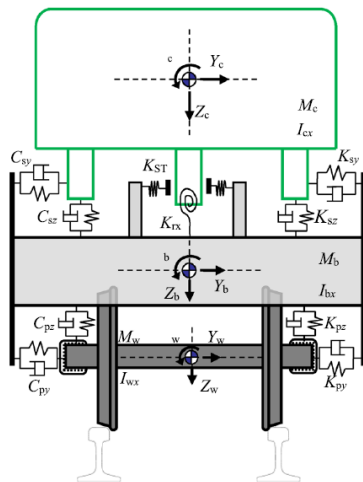
۲-۲- معادلات حرکت اجزای مختلف قطار

همان‌طور که در شکل (۴) نمای جانبی و در شکل (۵) پلان و مقطع عرضی این سیستم به همراه درجات آزادی و سیستم‌های تعلیق نشان داده شده است، به منظور شبیه‌سازی دقیق دینامیک وسیله نقلیه ریلی، مدل به صورت مجموعه‌ای از اجسام صلب (بدنه، بوژی، محورها و چرخ‌ها) متصل به یکدیگر توسط فنرهای خطی و میراگرهای ویسکوز (دمپر) در نظر گرفته شده است؛ این سیستم شامل ۲۷

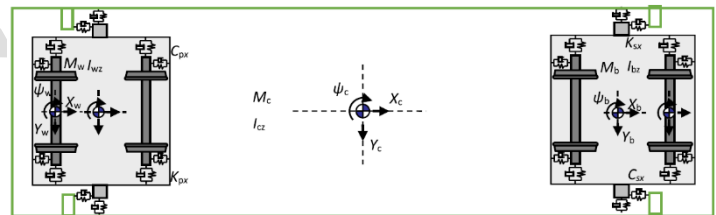
درجه آزادی برای واگن‌های ۴-محوره و ۳۳ درجه آزادی برای لوکوموتیو ۶-محوره (شامل جابجایی قائم و دورانی پیچشی بوژی‌ها و بدنه) می‌باشد.



شکل (۴) - مدل وسیله نقلیه - نمای جانبی



(ب)



(الف)

شکل (۵) - (الف) - پلان و (ب) - مقطع عرضی مدل وسیله نقلیه

با توجه به مدل وسیله نقلیه معادلات حرکت در اجزای مختلف آن به صورت زیر می‌باشد:

الف) معادلات حرکت بدنه واگن

$$M_c \ddot{Z}_c + K_t(Z_c - Z_{t1}) + K_t(Z_c - Z_{t2}) + C_t(\dot{Z}_c - \dot{Z}_{t1}) + C_t(\dot{Z}_c - \dot{Z}_{t2}) = 0$$

$$J_c \ddot{\psi}_c + K_t l_c(l_c \psi_c - Z_{t1}) + K_t l_c(l_c \psi_c + Z_{t2}) + C_t l_c(l_c \dot{\psi}_c - \dot{Z}_{t1}) + C_t l_c(l_c \dot{\psi}_c + \dot{Z}_{t2}) = 0$$

ب) معادلات حرکت بوژی اول

$$M_t \ddot{Z}_{t1} + K_t(Z_{t1} - Z_c - l_c \psi_c) + K_w(Z_{t1} - Z_{w1}) + K_w(Z_{t1} - Z_{w2}) + C_t(\dot{Z}_{t1} - \dot{Z}_c - l_c \dot{\psi}_c) + C_w(\dot{Z}_{t1} - \dot{Z}_{w1}) + C_w(\dot{Z}_{t1} - \dot{Z}_{w2}) = 0$$

$$J_1 \ddot{\psi}_{t1} + K_w l_t(l_t \psi_{t1} - Z_{w1}) + K_w l_t(l_t \psi_{t1} + Z_{w2}) + C_w l_t(l_t \dot{\psi}_{t1} - \dot{Z}_{w1}) + C_w l_t(l_t \dot{\psi}_{t1} + \dot{Z}_{w2}) = 0$$

ج) معادلات حرکت بوژی دوم

$$M_t \ddot{Z}_{t2} + K_t(Z_{t2} - Z_c + l_c \psi_c) + K_w(Z_{t2} - Z_{w3}) + K_w(Z_{t2} - Z_{w4}) + C_t(\dot{Z}_{t2} - \dot{Z}_c + l_c \dot{\psi}_c) + C_w(\dot{Z}_{t2} - \dot{Z}_{w3}) + C_w(\dot{Z}_{t2} - \dot{Z}_{w4}) = 0$$

$$J_1 \ddot{\psi}_{t2} + K_w l_t(l_t \psi_{t2} - Z_{w3}) + K_w l_t(l_t \psi_{t2} + Z_{w4}) + C_w l_t(l_t \dot{\psi}_{t2} - \dot{Z}_{w3}) + C_w l_t(l_t \dot{\psi}_{t2} + \dot{Z}_{w4}) = 0$$

د) معادلات حرکت چرخها

$$M_w \ddot{Z}_{w1} + K_w(Z_{w1} - Z_{t1} - l_t \psi_{t1}) + C_w(\dot{Z}_{w1} - \dot{Z}_{t1} - l_t \dot{\psi}_{t1}) + F_{w1}(t) = 0$$

$$M_w \ddot{Z}_{w2} + K_w(Z_{w2} - Z_{t1} + l_t \psi_{t1}) + C_w(\dot{Z}_{w2} - \dot{Z}_{t1} + l_t \dot{\psi}_{t1}) + F_{w2}(t) = 0$$

$$M_w \ddot{Z}_{w3} + K_w(Z_{w3} - Z_{t2} - l_t \psi_{t2}) + C_w(\dot{Z}_{w3} - \dot{Z}_{t2} - l_t \dot{\psi}_{t2}) + F_{w3}(t) = 0$$

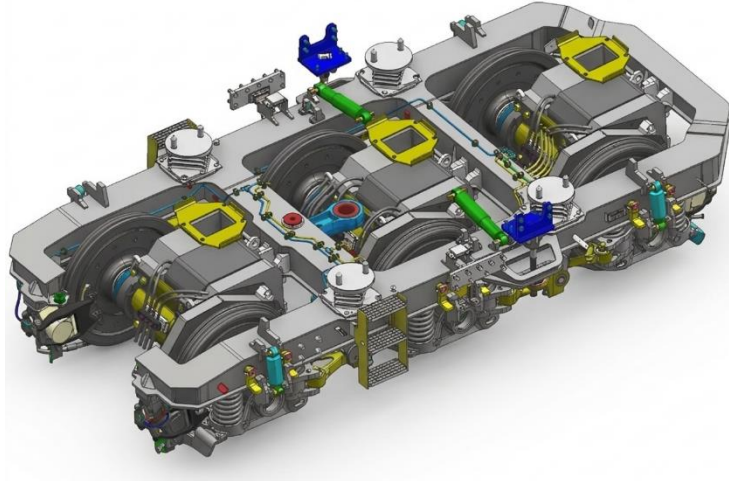
$$M_w \ddot{Z}_{w4} + K_w(Z_{w4} - Z_{t2} - l_t \psi_{t2}) + C_w(\dot{Z}_{w4} - \dot{Z}_{t2} - l_t \dot{\psi}_{t2}) + F_{w4}(t) = 0$$

ه) در وسیله‌ای با ۶ محور دو معادله دیگر برای چرخ‌های ۵ام و ۶ام به شکل زیر افزوده می‌گردد:

$$M_w \ddot{Z}_{w5} + K_w(Z_{w5} - Z_{t2} - l_t \psi_{t2}) + C_w(\dot{Z}_{w5} - \dot{Z}_{t2} - l_t \dot{\psi}_{t2}) + F_{w5}(t) = 0$$

$$M_w \ddot{Z}_{w6} + K_w(Z_{w6} - Z_{t2} - l_t \psi_{t2}) + C_w(\dot{Z}_{w6} - \dot{Z}_{t2} - l_t \dot{\psi}_{t2}) + F_{w6}(t) = 0$$

در تصویر زیر نمونه‌ای از بوژی سه محوره نشان داده شده است:



شکل (۶) - نمونه‌ای از بوژی سه محوره

(و) در نهایت معادله حرکت واگن به شکل زیر خواهد بود:

$$M_i\{\ddot{Z}_i\} + C_i\{\dot{Z}_i\} + K_i\{Z_i\} = \{F_i\} \quad (1)$$

۲-۳- سختی معادل فنر هرتز

به منظور تعیین میزان سختی فنر هرتز به صورت زیر عمل شده است [12]:

$$K_h = \left[\frac{6G^2 P_0 R_e}{(1-\nu)^2} \right]^{\frac{1}{3}} \quad (2)$$

$$R_e = \sqrt{R_1 R_2} \quad (3)$$

$$R_2 = Kr \quad (4)$$

$$K = \frac{\rho}{1-\rho} \quad (5)$$

در رابطه فوق:

G مدول برشی، P_0 نیروی تماسی، ν ضریب پواسون، R_1 شعاع چرخ و ρ شعاع پروفیل چرخ می باشد.

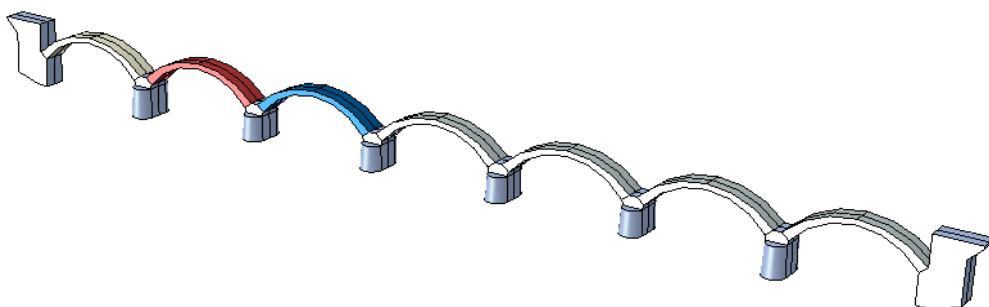
۳- مدل سازی عددی با استفاده از نرم افزار ABAQUS

در این مدل سازی سه بعدی، به منظور جلوگیری از پدیده قفل شدگی برشی در اجزای تغییر شکل پذیر پل (سنگ و بتن)، از المان های جامد هشت گره ای با انتگرال گیری کاهش یافته و کنترل ساعت گردی (C3D8R) استفاده شده است؛ همچنین اجزایی نظیر بدنه، بوژی، محورها، چرخ ها و لایه های زیرسازی (خاک و بالاست) به دلیل صلب فرض شدن در برابر تغییر شکل، با استفاده از المان های صلب گسسته شبکه بندی شده اند.

شکل های زیر روند آماده سازی مدل المان محدود پل را نشان می دهند؛ به طوری که پس از تعریف هندسه کامل سازه شکل (۷) و تفکیک اجزای سه بر اصلی یعنی قوس ها و پایه ها شکل (۸)، کل سیستم به صورت یکپارچه جهت انجام تحلیل های عددی مش بندی شده است شکل (۹).



شکل (۷) - مدل کامل پل



شکل (۸) - مدل قوس ها به همراه پایه ها به عنوان اجزای اصلی سیستم باربر پل های قوسی



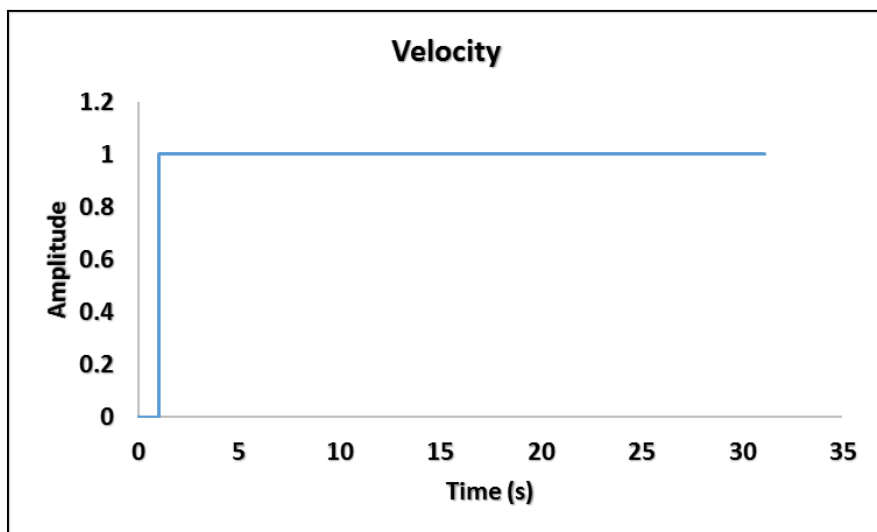
شکل (۹) - مدل مش بندی کامل پل

۱-۳- شرایط مرزی و بارگذاری

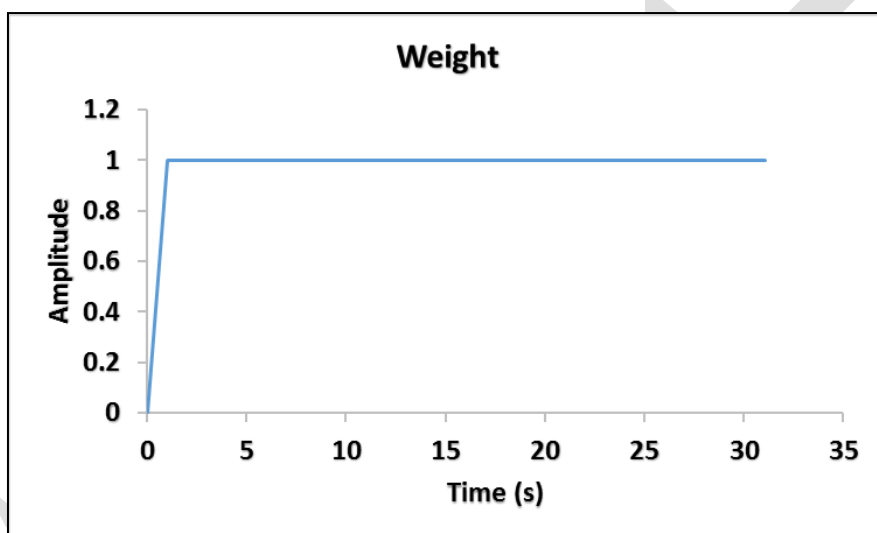
در شرایط مرزی و بارگذاری موارد زیر اعمال گردیده است:

- بار مرده: نیروی وزن با شتاب گرانش 9.81 m/s^2 به کل مجموعه پل اعمال شده است.
- بار متحرک: نیروهای متمرکز معادل وزن اجزا در مرکز ثقل بدنه، بوژی و چرخ‌ها اعمال شده‌اند. مقدار بار بدنه لوکوموتیو 680000 نیوتن، بدنه واگن 664000 نیوتن، بوژی دو محوره 220000 نیوتن و هر چرخ لوکوموتیو 34000 نیوتن در نظر گرفته شده است [14].
- شرایط مرزی: پایه‌های پل در هر سه جهت انتقالی ($Ux = Uy = Uz = 0$) دوران‌ها ($URx = URy = URz$) مهار شده‌اند.
- پایه‌های پل کرج بر روی پی سنگی گسترده‌ای قرار گرفته‌اند که مستقیماً بر روی بستر سنگی کوهپایه‌ای واقع شده است. بر اساس گزارش‌های زمین‌شناسی و آزمایش‌های تراکم‌سنجی انجام‌شده در مطالعات پیشین (جهانگیری، ۱۳۹۴)، نشست‌پذیری بستر بسیار ناچیز بوده و سختی پی به مراتب بیشتر از سختی پایه‌های سنگی است. از اینرو، اندرکنش خاک-سازه با دقت کافی قابل صرف‌نظر بوده و فرض تکیه‌گاه کاملاً گیردار (مهار در هر سه جهت انتقالی و دورانی) برای پایه‌ها منطقی به نظر می‌رسد.
- سرعت افقی قطار به‌صورت تابع پله‌ای (طی 0.1 ثانیه) با استفاده از ضریب دامنه خطی از صفر به مقدار نهایی اعمال شده است (الگوی اعمال سرعت در شکل (۱۰) و الگوی اعمال بار در شکل (۱۱) نشان داده شده است).

نمودارهای زیر، توابع تغییرات دامنه بار و سرعت را در طول زمان تحلیل نشان می‌دهند؛ به‌طوری‌که بار ثقیلی (وزن) برای دست‌یابی به پایداری مدل، در ثانیه اول به‌صورت خطی (تدریجی) افزایش یافته و سپس ثابت می‌ماند (شکل ۱۱)، در حالی که سرعت حرکت از ثانیه اول به‌صورت پله‌ای اعمال شده و تا انتهای تحلیل در مقداری ثابت حفظ می‌شود (شکل ۱۰).



شکل (۱۰) - تاریخچه زمانی اعمال سرعت به مدل



شکل (۱۱) - تاریخچه زمانی اعمال بار به مدل

۲-۳- تحلیل همگرایی مش و آنالیز مودال

به منظور بررسی همگرایی مش، آنالیز مودال برای اندازه‌های مش ۳۰، ۴۰، ۶۰ و ۸۰ سانتی متر انجام شد. جدول (۲) نتایج فرکانس‌های مودی را برای هر اندازه مش نشان می‌دهد. مقایسه نتایج مش ۴۰ سانتی متر با مش ۳۰ سانتی متر نشان می‌دهد که اختلاف فرکانس‌ها در مودهای مختلف بین ۰/۳۵٪ تا ۲/۱۱٪ متغیر است (میانگین اختلاف حدود ۰/۸۷٪). با توجه به اینکه میانگین اختلاف کمتر از ۱٪ بوده و زمان حل مدل با مش ۴۰ سانتی متری کمتر از مش ۳۰ سانتی متری است، اندازه مش ۴۰ سانتی متر به عنوان اندازه بهینه انتخاب گردید تا تعادل مناسبی بین دقت و هزینه محاسباتی برقرار شود.

جدول (۲) - نتایج آنالیز مودال به جهت محاسبه اندازه مش غالب در محاسبات

اندازه مش (cm)	مود اول	مود دوم	مود سوم	مود چهارم	مود پنجم	مود ششم	مود هفتم
۳۰	۵/۷۵	۵/۹۴	۵/۹۲	۶/۰۴	۶/۱۶	۶/۳۰	۶/۶۳
۴۰	۵/۷۷	۵/۹۸	۵/۹۹	۶/۰۸	۶/۱۹	۶/۳۴	۶/۷۸
۶۰	۶/۲۳	۶/۴۲	۶/۴۸	۶/۴۹	۶/۵۷	۶/۶۷	۷/۲۹
۸۰	۶/۲۴	۶/۴۳	۶/۴۹	۶/۵۰	۶/۵۸	۶/۶۸	۷/۳۰

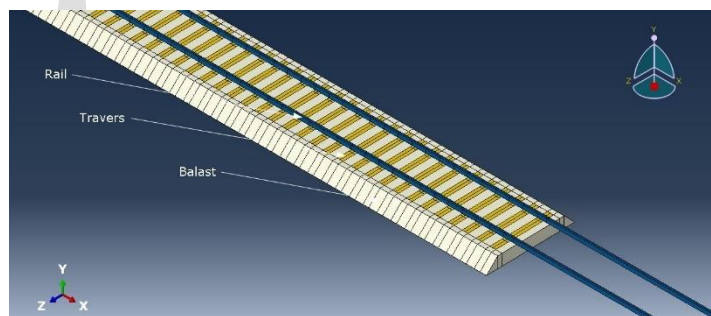
۳-۳- مدل سازی روسازی (سیستم خطوط ریلی)

به منظور ارزیابی تأثیر نوع روسازی بر پاسخ دینامیکی پل، سه نوع سیستم رایج شامل بالاستی، دال خط بتنی و نردبانی به صورت الاستیک-خطی و همگن در نرم افزار آباکوس شبیه سازی گردیده است. مشخصات مکانیکی اجزای اصلی هر روسازی در جدول (۳) به اختصار آورده شده اند.

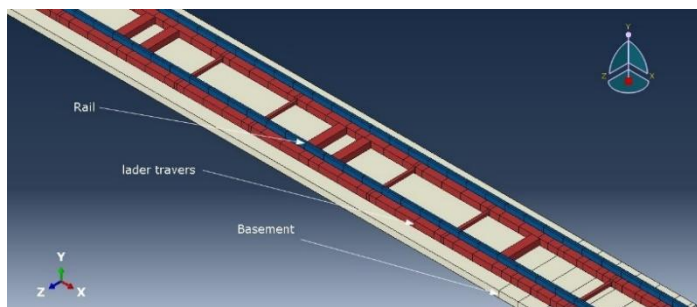
جدول (۳) - مشخصات مکانیکی روسازی های مورد مطالعه [13]

نوع روسازی	اجزاء مدل شده	μ	E/Pa	$\rho/kg/m^3$
بلاستی	بالادست / تراورس / ریل	۰/۱۷ / ۰/۲ / ۰/۳	۲/۱E+۱۱ / ۲E+۱۰ / ۳/۸۹E+۸	۷۸۰۰ / ۲۵۰۰ / ۲۲۰۰
دال خط بتنی	بستر بتنی / دال خط بتنی / ریل	۰/۱۷ / ۰/۱۷ / ۰/۲	۲/۱E+۱۱ / ۲E+۱۰ / ۲/۴E+۰۴	۷۸۰۰ / ۳۰۰۰ / ۲۷۰۰
نردبانی	بستر بتنی / تراورس نردبانی / ریل	۰/۱۷ / ۰/۳ / ۰/۲	۲/۱E+۱۱ / ۲/۸۹E+۹ / ۲/۴E+۰۴	۷۸۰۰ / ۳۹۵۴/۷ / ۲۷۰۰

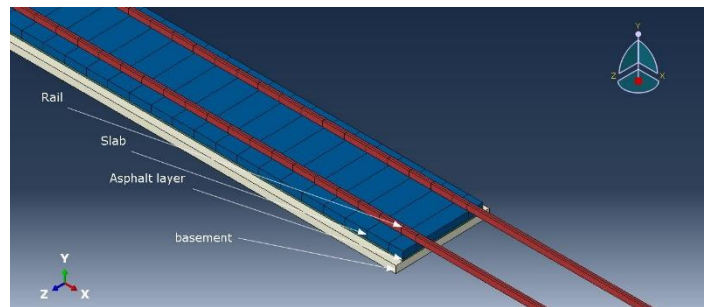
شکل های (۱۲) تا (۱۴) مدل سازی هندسی و ساختاری سه نوع روسازی ریلی بالاستی، دال خط بتنی و نردبانی را به همراه اجزای تشکیل دهنده آن ها در نرم افزار نشان می دهند. در جدول (۳) به تفکیک، مشخصات مکانیکی و فیزیکی کلیدی این اجزا شامل دانسیته (ρ)، نسبت پواسون (μ) و مدول الاستیسیته (E) را برای استفاده در تحلیل های عددی خلاصه کرده است.



شکل (۱۲) - مدل سازی روسازی بالاستی



شکل (۱۴) - مدل سازی روسازی نردبانی



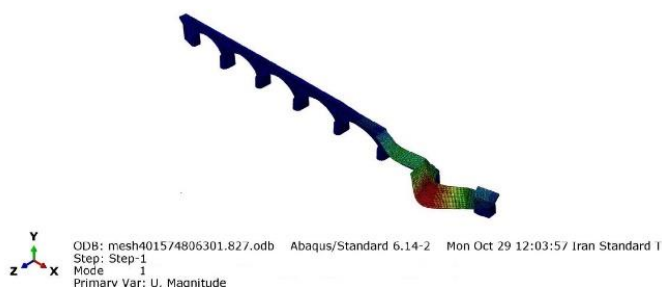
شکل (۱۳) - مدل سازی روسازی دال خط بتنی

۴- اعتبارسنجی مدل عددی

اعتبارسنجی مدل عددی در دو سطح انجام شده است:

۴-۱- اعتبارسنجی مودال (مقایسه فرکانس ها)

نتایج آنالیز مودال به عنوان نمونه مربوط به مود اول در شکل ۱۵ نشان داده شده است. به منظور اعتبارسنجی، فرکانس های طبیعی حاصل از مدل المان محدود با نتایج حاصل از شتاب سنج های نصب شده روی عرشه پل مقایسه شده است جدول (۴). بر اساس آئین نامه UIC 778-3، اختلاف مجاز برای مود اول و دوم به ترتیب ۱۵٪ و ۲۵٪ است [15]. در مدل حاضر، اختلاف فرکانس مود اول و دوم اندازه گیری شده با مقادیر محاسباتی کمتر از ۱۰٪ بوده که این امر نشان دهنده تطابق عالی رفتار دینامیکی مدل با رفتار واقعی سازه است.



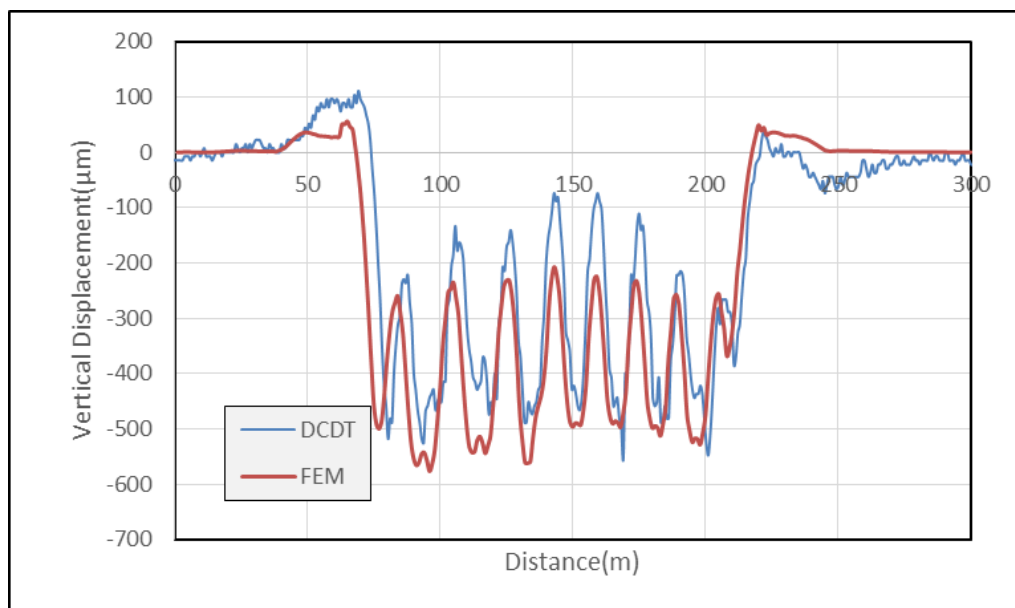
شکل (۱۵) - تغییر شکل سازه در مود اول

جدول (۴) - مقایسه فرکانس های مودی (تست میدانی و تحلیل عددی)

شماره مودها / نوع آنالیز	مود اول میدانی	مود دوم میدانی	مود سوم میدانی	مود چهارم میدانی
تست میدانی	۵/۹۳ - ۶/۲۷	۶/۴۱ - ۶/۷۴	۶/۸۱ - ۷/۱۰	۷/۲۱ - ۷/۳۴
	جانبی	جانبی	جانبی	جانبی
تحلیل عددی	۶/۲۳۵۶	۶/۴۲۷۳	۶/۴۸۲۲	۶/۵۰۱۲
	جانبی	جانبی	جانبی	جانبی

۴-۲- اعتبارسنجی تغییر مکان (جابجایی قائم)

حداکثر جابجایی قائم وسط دهانه (قوس شماره ۴) تحت عبور مجموعه ۳ لوکوموتیو و ۵ واگن با داده‌های ثبت‌شده از کرنش‌سنج‌های میدانی مقایسه و نتایج در شکل (۱۶) نشان داده شده است.

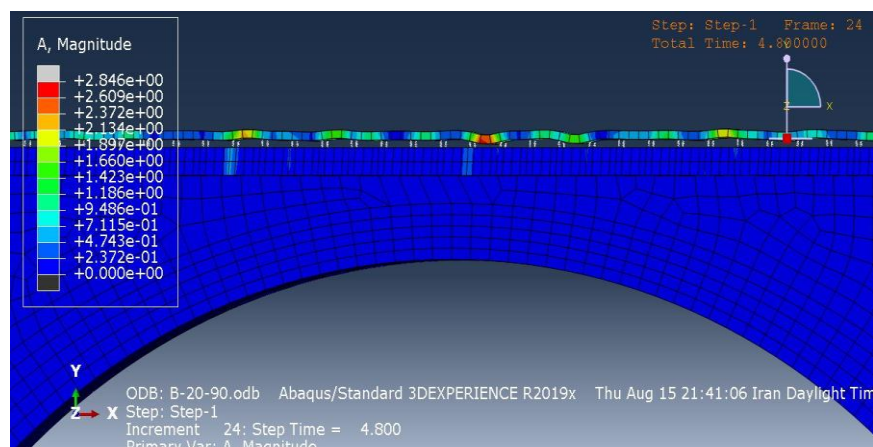


شکل (۱۶) - مقایسه نتایج المان محدود و تست میدانی تحت عبور ۳ لوکوموتیو و ۵ واگن از سمت کرج به تهران جابجایی وسط دهانه قوس شماره ۴

نتایج نشان داده‌شده در شکل مذکور حکایت از همخوانی بسیار نزدیک منحنی تغییر مکان‌های عددی و واقعی دارد که گویای صحت مدلسازی اندرکنش قطار-پل و توزیع سختی روسازی است. به‌منظور ارزیابی کمی تطابق مدل عددی با نتایج میدانی، بیشینه قدر مطلق تغییر مکان قائم در دو روش FEM و DCDT مقایسه شد. مطابق شکل، مقادیر متناظر به‌ترتیب حدود ۵۴۰ و ۵۷۰ میکرومتر هستند. بر این اساس، اختلاف نسبی بین بیشینه تغییر مکان عددی و میدانی، با در نظر گرفتن مقدار میدانی به‌عنوان مبنا، حدود ۵٫۶ درصد محاسبه شد. این مقدار اختلاف، تطابق قابل‌قبولی بین پاسخ مدل عددی و اندازه‌گیری میدانی را نشان می‌دهد.

۵- نتایج و بحث

در این بخش از مقاله، نتایج مدل‌سازی عددی پل کرج تحت تأثیر سه متغیر اصلی شامل سرعت قطار (۳۰، ۶۰، ۹۰، ۱۲۰ و ۱۶۰ کیلومتر بر ساعت)، بار محوری (۲۰، ۲۵ و ۳۰ تن) و نوع روسازی (بالاستی، دال خط بتنی و نردبانی)، در قالب شکل‌های ۱۷ و ۱۸ ارائه و تحلیل شده است. پس از انجام تحلیل‌های اولیه بر روی تمامی هفت قوس و شش درز پل کرج، پاسخ‌های جابجایی و شتاب در مرکز قوس دهانه اول و درز چهارم به‌عنوان بحرانی‌ترین نقاط شناسایی شدند. مبنای انتخاب این نقاط، مشاهده بیشترین دامنه تغییر مکان و شتاب در این نواحی نسبت به سایر نقاط بود. به‌ویژه، دهانه اول به دلیل نزدیکی به محل شروع حرکت قطار و قرارگیری در معرض بارگذاری ناشی از لوکوموتیو (با وزن بیشتر) و درز چهارم به دلیل قرارگیری در میانه پل و تأثیرپذیری از اندرکنش بین دهانه‌های مجاور، بیشترین پاسخ‌ها را نشان دادند. بنابراین، به‌منظور جلوگیری از اطاله مقاله، تنها نتایج مربوط به این دو نقطه بحرانی ارائه می‌شود.



شکل (۱۷) - وضعیت تغییر مکان ریل تحت عبور قطار با سرعت ۹۰ کیلومتر بر ساعت و بار ۲۰ تن در روسازی بالاستی



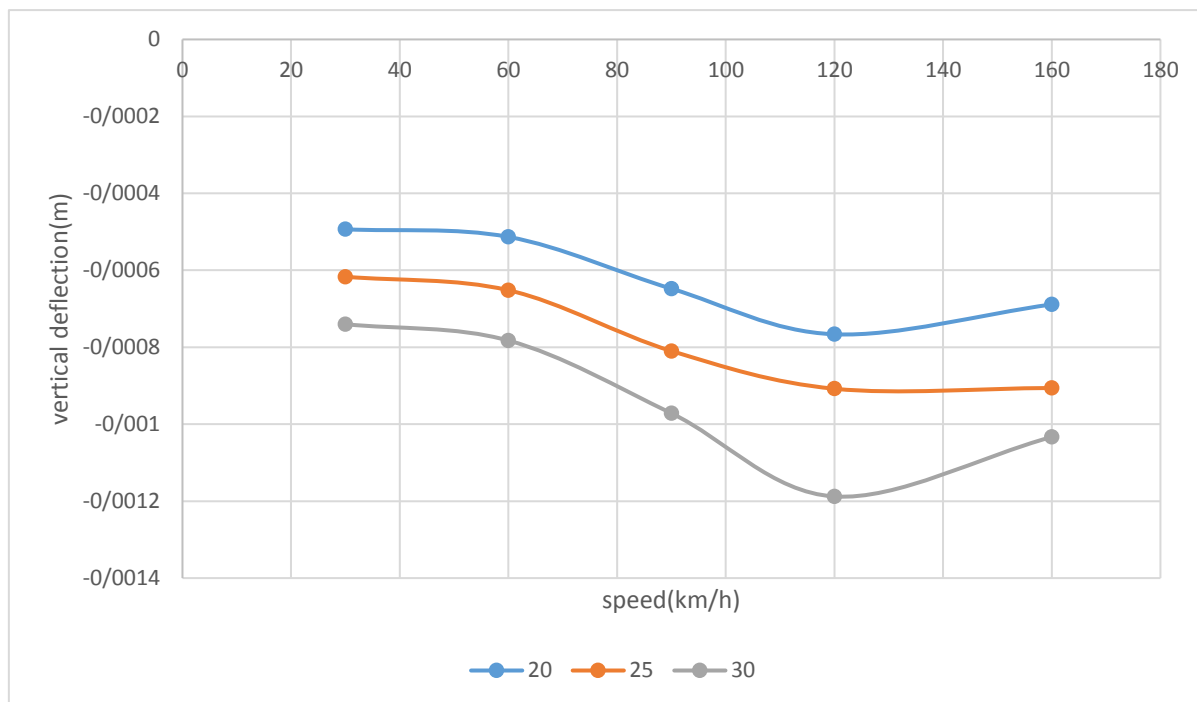
شکل (۱۸) - وضعیت شتاب وارد بر پل مصالح بنایی تحت عبور قطار با سرعت ۹۰ کیلومتر بر ساعت و بار ۲۰ تن در روسازی بالاستی

۵-۱- نتایج مربوط به دهانه اول پل (مرکز قوس)

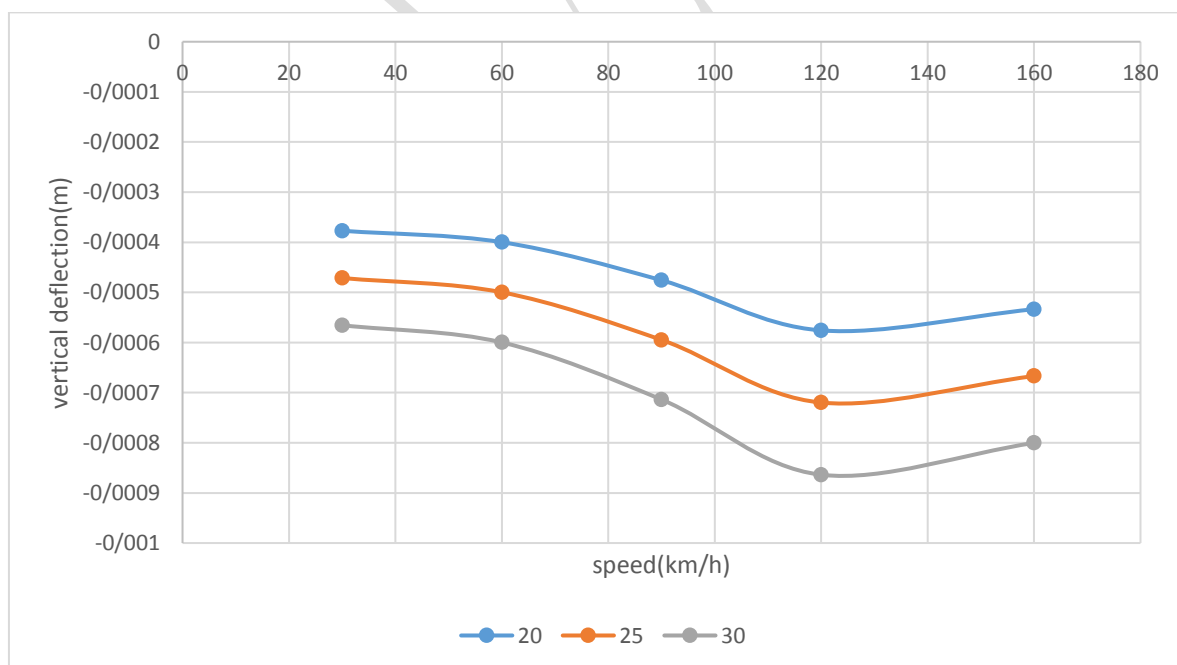
۵-۱-۱- نتایج مربوط به جابه‌جایی قائم (مرکز قوس)

نتایج در قالب شکل‌های (۱۹)، (۲۰) و (۲۱) ارائه شده‌اند. این نتایج نشان می‌دهند که با افزایش بار محوری و همچنین افزایش سرعت تا ۱۲۰ کیلومتر بر ساعت، میزان جابجایی قائم افزایش می‌یابد.

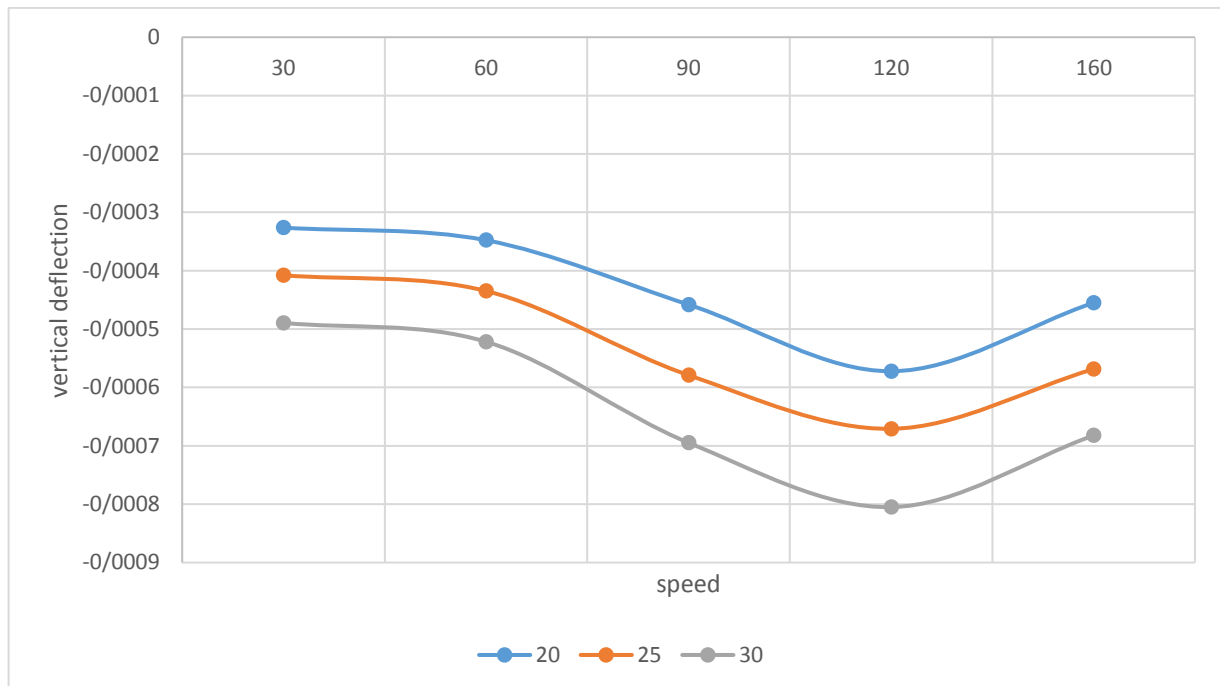
در روسازی بالاستی حداکثر جابجایی برابر با ۱۰/۱۱۹ میلی‌متر در سرعت ۱۲۰ کیلومتر بر ساعت و بار ۳۰ تن رخ داده است. کمترین مقدار نیز مربوط به سرعت ۳۰ کیلومتر بر ساعت و بار ۲۰ تن با مقدار ۰/۴۹۳ است. دلیل این رفتار، ماهیت ارتجاعی بالاست است که دامنه نوسانات را افزایش می‌دهد. در روسازی نردبانی حداکثر جابجایی به ۰/۰۸۶ میلی‌متر کاهش یافته است که نسبت به بالاستی حدود ۲۳٪ کمتر است و همچنین در روسازی دال خط بتنی حداکثر جابجایی به ۰/۰۸۱ میلی‌متر می‌رسد که کمترین مقدار در بین سه نوع روسازی است.



شکل (۱۹) - جابجایی قائم دهانه اول پل با روسازی بالاستی تحت سرعت‌ها و بارهای محوری مختلف



شکل (۲۰) - جابجایی قائم دهانه اول با روسازی نردبانی تحت سرعت‌ها و بارهای محوری مختلف



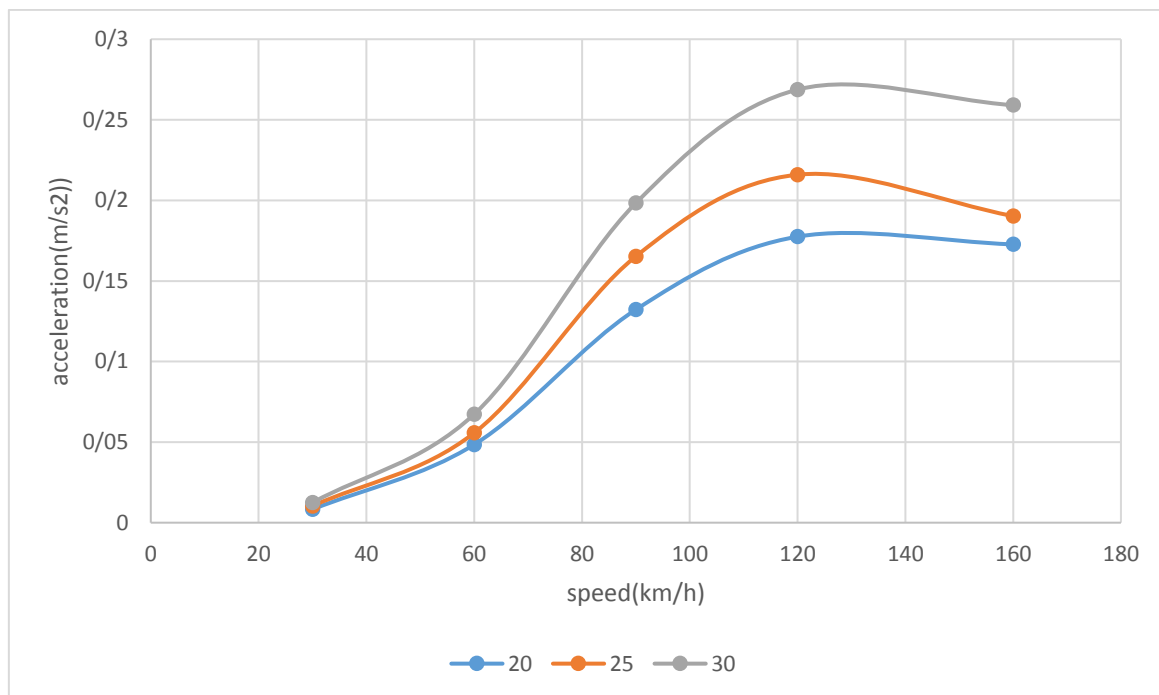
شکل (۲۱) - جابجایی قائم دهانه اول با روسازی بتنی تحت سرعت‌ها و بارهای محوری مختلف

اشکال فوق نشان می‌دهند که روسازی بالاستی به دلیل سختی کمتر، بیشترین تغییر شکل را در پل ایجاد می‌کند. در مقابل، روسازی بتنی با تأمین سختی بیشتر، جابجایی قائم را به طور محسوسی کاهش می‌دهد و پاسخ دینامیکی سازه را بهبود می‌بخشد. سرعت ۱۲۰ کیلومتر بر ساعت به عنوان آستانه بحرانی جابجایی شناسایی شد.

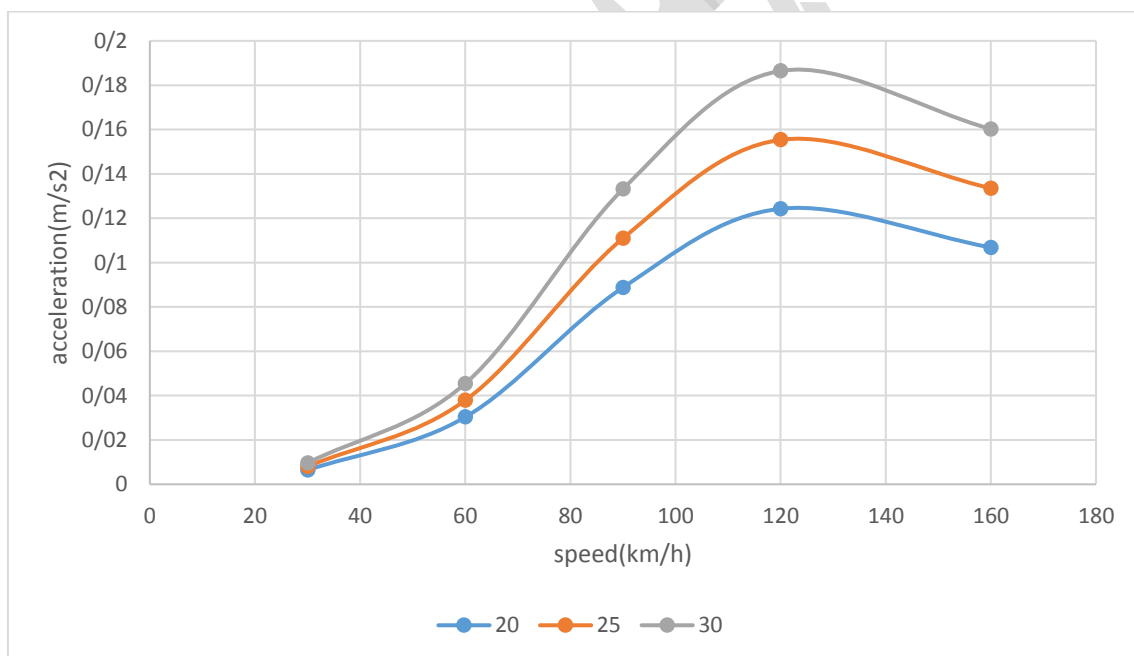
۵-۱-۲- نتایج مربوط به شتاب قائم در دهانه اول

نتایج در شکل‌های (۲۲) تا (۲۴) نشان‌دهنده حساسیت بالای شتاب به سرعت و بار است. شتاب معیار مستقیمی از نیروی دینامیکی وارد بر سازه است.

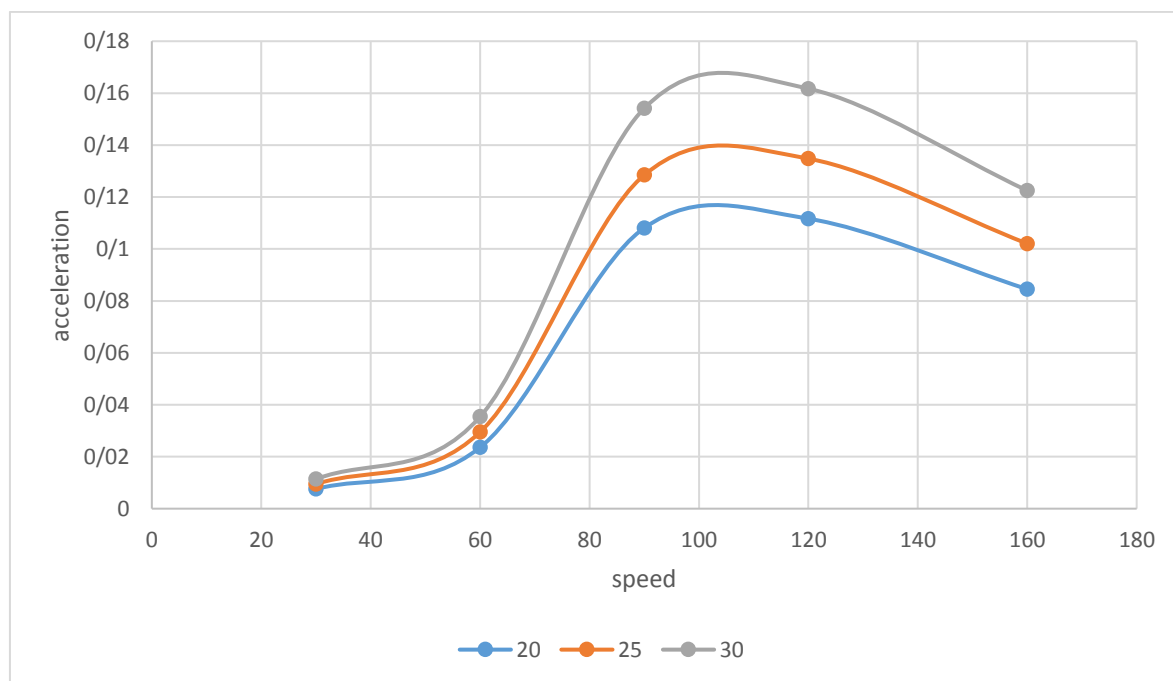
در روسازی بالاستی شکل (۲۲) بیشینه شتاب برابر با ۰٫۲۶۸۷ متر بر مجذور ثانیه در سرعت ۱۲۰ کیلومتر بر ساعت و بار ۳۰ تن ثبت شده است. این مقدار به عنوان بحرانی‌ترین حالت در کل مطالعه محسوب می‌شود. در روسازی نردبانی شکل (۲۳) بیشینه شتاب به ۰٫۱۸۶۴ متر بر مجذور ثانیه کاهش یافته است (حدود ۳۰٪ کاهش نسبت به بالاستی) و همچنین در روسازی دال خط بتنی شکل (۲۴) بیشینه شتاب به ۰٫۱۶۷۲ متر بر مجذور ثانیه می‌رسد که کمترین مقدار است. اما نکته قابل توجه در این روسازی، افزایش ناگهانی شیب نمودار پس از سرعت ۶۰ کیلومتر بر ساعت است که ناشی از سختی بالای روسازی بتنی و نزدیک شدن فرکانس تحریک به فرکانس طبیعی سازه و در نتیجه افزایش قابل توجه پاسخ دینامیکی می‌باشد. بیشینه شتاب در روسازی دال خط بتنی نیز در همان محدوده سرعت ۹۰ تا ۱۲۰ کیلومتر بر ساعت مشاهده شد.



شکل (۲۲) - شتاب قائم دهانه اول پل با روسازی بالاستی تحت سرعت‌ها و بارهای محوری مختلف



شکل (۲۳) - شتاب قائم دهانه اول پل با روسازی نردبانی تحت سرعت‌ها و بارهای محوری مختلف

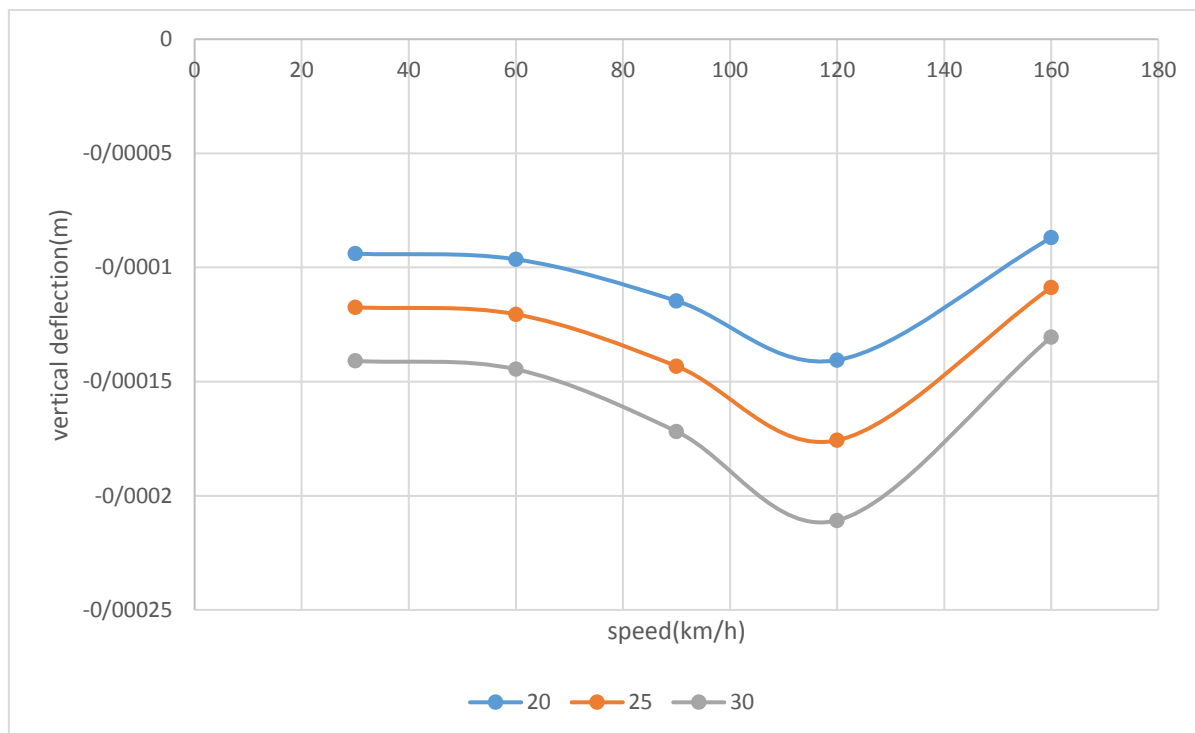


شکل (۲۴) - شتاب قائم دهانه اول پل با روسازی دال خط بتنی تحت سرعت‌ها و بارهای محوری مختلف

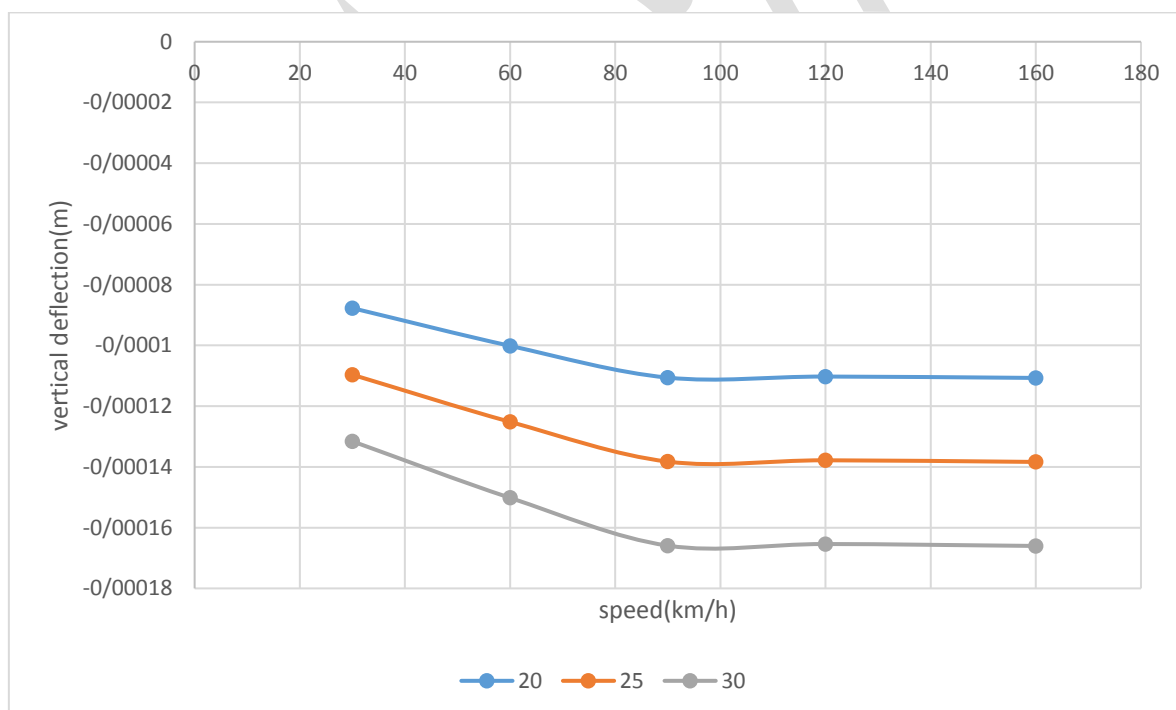
۵-۲- نتایج مربوط به درز چهارم پل

۵-۲-۱- نتایج مربوط به جابجایی قائم در درز چهارم

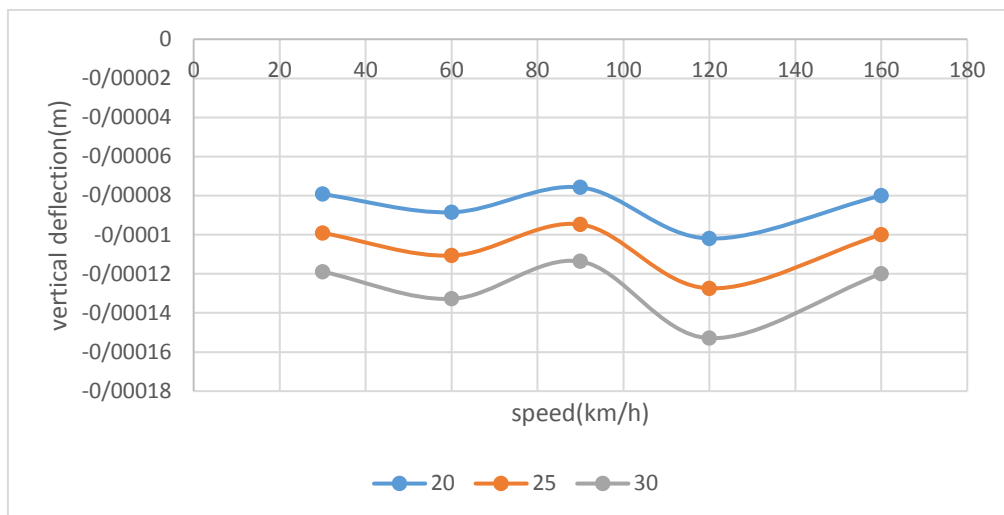
در شکل‌های (۲۵) تا (۲۷)، جابجایی قائم در درز چهارم پل در سرعت‌های ۳۰، ۶۰، ۹۰، ۱۲۰ و ۱۶۰ کیلومتر بر ساعت تحت بارهای محوری ۲۰، ۲۵ و ۳۰ تن برای سه نوع روسازی بالاستی، نردبانی و بتنی ارائه شده است. در روسازی بالاستی حداکثر جابجایی در درز چهارم برابر ۰/۲۱ میلی‌متر در سرعت ۱۲۰ کیلومتر بر ساعت و بار ۳۰ تن است. در در روسازی نردبانی حداکثر جابجایی برابر با ۰/۱۷ میلی‌متر در سرعت ۹۰ کیلومتر بر ساعت رخ داده و پس از آن تا سرعت ۱۶۰ کیلومتر بر ساعت تقریباً ثابت می‌ماند که نشان از میرایی مناسب این نوع روسازی در سرعت‌های بالا دارد و همچنین در روسازی بتنی کمترین میزان جابجایی ۰/۱۵ میلی‌متر ثبت شده است که تأییدکننده عملکرد بهتر این روسازی در کنترل تغییر شکل‌های موضعی درزها است. مقایسه پاسخ دینامیکی نشان می‌دهد بیشترین جابجایی درز چهارم متعلق به روسازی بالاستی (به دلیل انعطاف‌پذیری بالا و ریسک بیشتر) و کمترین مقدار مربوط به دال خط بتنی است؛ در این میان، ثبات رفتاری روسازی نردبانی در سرعت‌های فراتر از ۹۰ کیلومتر بر ساعت، آن را به گزینه‌ای قابل اطمینان برای افزایش سرعت تبدیل می‌کند.



شکل (۲۵) - جابجایی قائم درز چهارم در روسازی بالاسازی تحت سرعتها و بارهای محوری مختلف



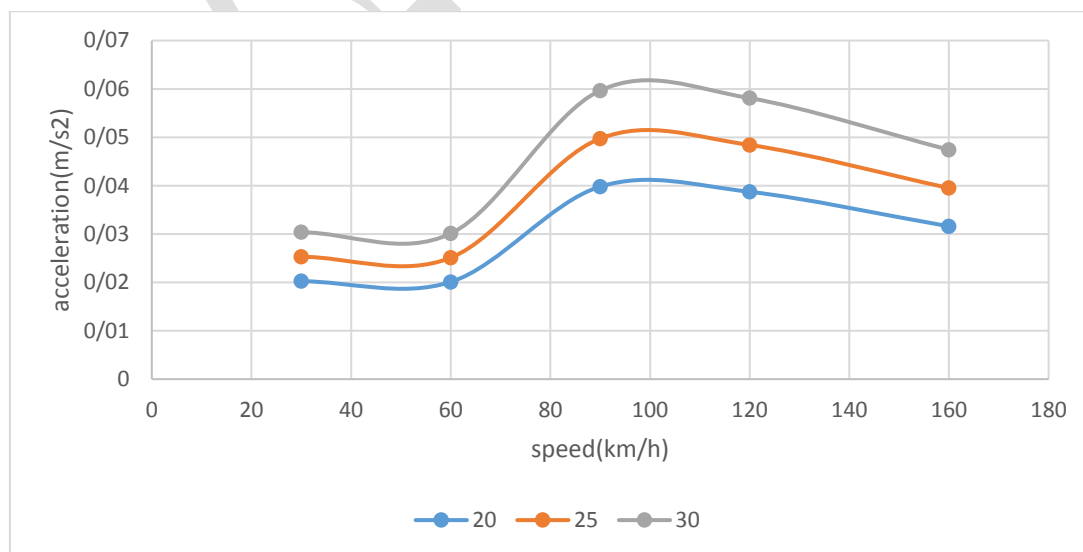
شکل (۲۶) - جابجایی قائم درز چهارم در روسازی نردبانی تحت سرعتها و بارهای محوری مختلف



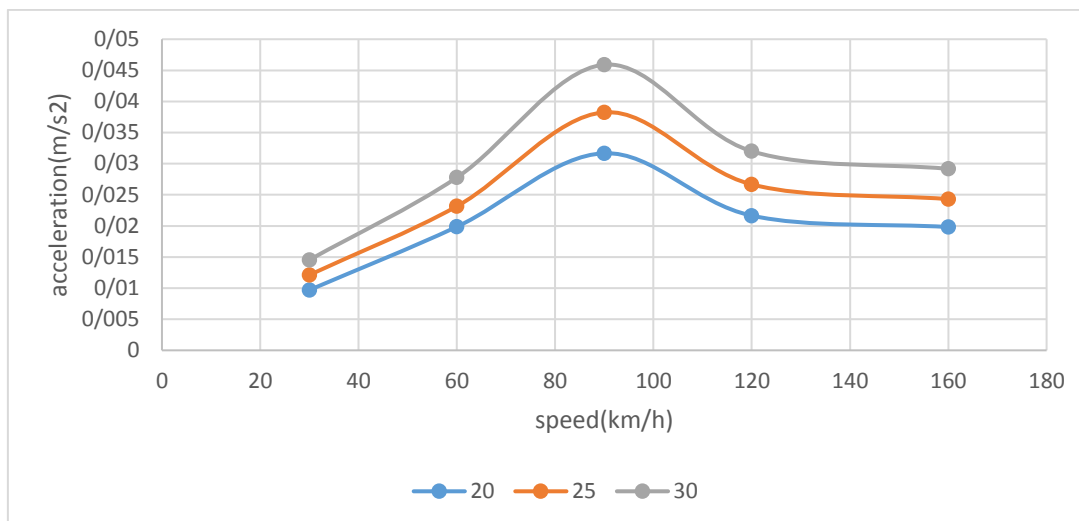
شکل (۲۷) - جابجایی قائم درز چهارم در روسازی بتنی تحت سرعت‌ها و بارهای محوری مختلف

۵-۲-۲- نتایج مربوط به شتاب قائم در درز چهارم

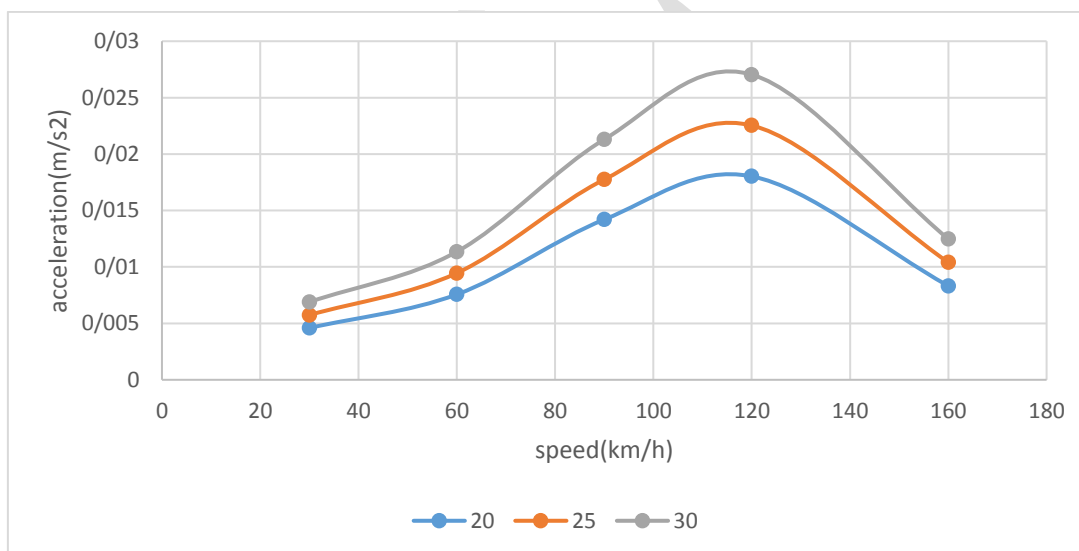
در شکل‌های (۲۸) تا (۳۰)، شتاب قائم در درز چهارم پل در سرعت‌های ۳۰، ۶۰، ۹۰، ۱۲۰ و ۱۶۰ کیلومتر بر ساعت تحت بارهای محوری ۲۰، ۲۵ و ۳۰ تن برای سه نوع روسازی بالاستی، نردبانی و بتنی ارائه شده است. در روسازی بالاستی بیشترین شتاب تقریباً در بازه سرعت ۹۰ تا ۱۲۰ کیلومتر بر ساعت تحت بار محوری ۳۰ تن رخ داده است، که مقدار آن در حدود $0/063166$ متر بر مجذور ثانیه می‌باشد و سپس سیر نزولی می‌یابد. بیشترین شتاب در روسازی نردبانی، در سرعت ۹۰ کیلومتر بر ساعت تحت بار محوری ۳۰ تن رخ داده که مانند روسازی بالاستی پس از این سرعت شتاب سیر نزولی داشته و بین سرعت‌های ۱۲۰ و ۱۶۰ کیلومتر بر ساعت تقریباً مقدار ثابتی داشته است و همچنین بیشترین شتاب در روسازی بتنی، در سرعت ۱۲۰ کیلومتر بر ساعت تحت بار محوری ۳۰ تن رخ داده است، که مقدار آن در حدود $0/027043$ متر بر مجذور ثانیه می‌باشد.



شکل (۲۸) - شتاب قائم درز چهارم در روسازی بالاستی تحت سرعت‌ها و بارهای محوری مختلف



شکل (۲۹) - شتاب قائم درز چهارم در روسازی نردبانی تحت سرعت‌ها و بارهای محوری مختلف

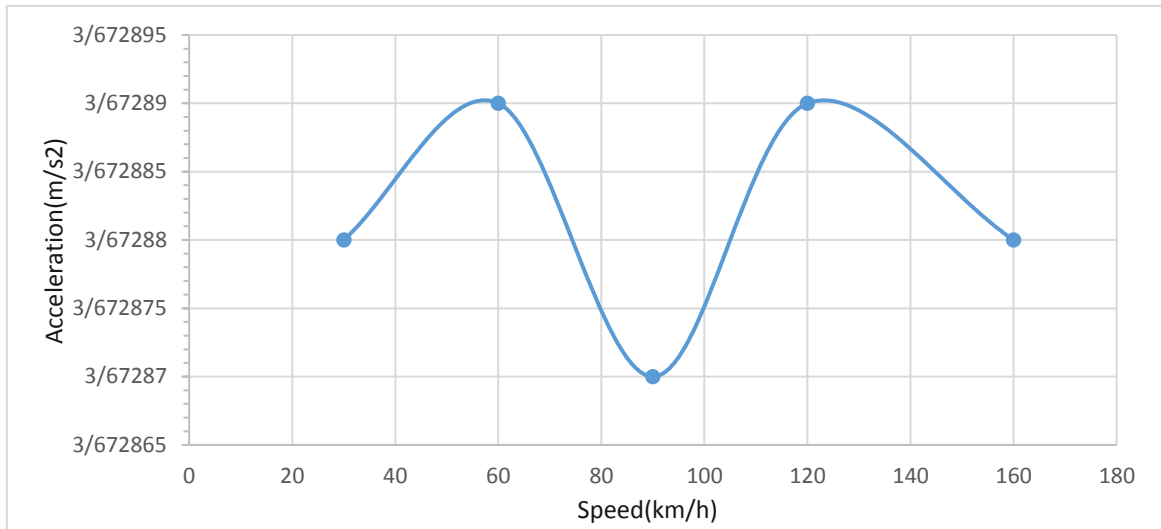


شکل (۳۰) - شتاب قائم درز چهارم در روسازی بتنی تحت سرعت‌ها و بارهای محوری مختلف

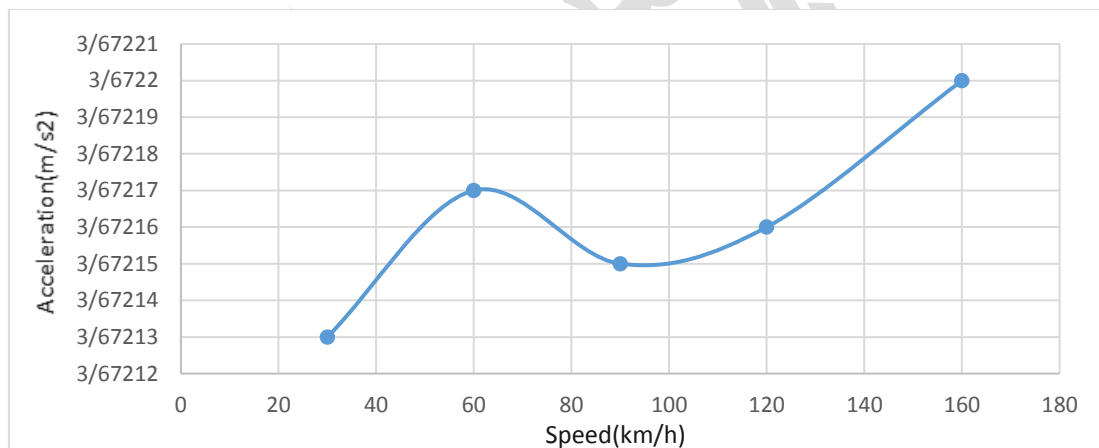
اشکال فوق نشان می‌دهند که روسازی بتنی بهترین عملکرد را در کنترل جابجایی و شتاب در درزها داراست، اما تغییرات شدید آن در سرعت‌های مختلف (کاهش در ۹۰ کیلومتر و افزایش در ۱۲۰ کیلومتر) نشان‌دهنده حساسیت بالای این روسازی به سرعت است و نیازمند مدیریت دقیق سرعت می‌باشد.

۵-۳- نتایج مربوط به شتاب واگن (آسایش مسافران)

در شکل‌های (۳۱) و (۳۲)، شتاب قائم در واگن اول تحت بار محوری ۲۵ تن برای دو نوع روسازی ارائه شده است. به دلیل اینکه مقایسه تأثیر روسازی بر شتاب وارد بر واگن مد نظر است، تنها به بررسی یک بار محوری و دو نوع روسازی که بجز روسازی فعلی پل می‌باشند، بسنده شده است.



شکل (۳۱) - شتاب قائم واگن اول در روسازی نردبانی تحت بار ۲۵ تن



شکل (۳۲) - شتاب قائم واگن اول در روسازی بتنی تحت بار محوری ۲۵ تن

این بخش صرفاً به عنوان یک ارزیابی کیفی از پاسخ واگن ارائه شده است و شاخص‌های استاندارد آسایش، مانند RMS شتاب، محاسبه نشده‌اند. با توجه به آنچه در شکل‌های فوق نشان داده شده است، ماگزیمم مقدار شتاب قائم در روسازی بتنی رخ داده ولی میزان نوسانات موجود در روسازی نردبانی آسایش سفر مسافران را کاهش می‌دهد. همچنین در هر دو شکل مقدار شتاب در سرعت ۹۰ کیلومتر بر ساعت کاهش یافته است. البته برای بررسی دقیق راحتی سفر بایستی مطالعات بیشتر و دقیق‌تری انجام گیرد.

۵-۴- رتبه‌بندی عملکرد انواع سیستم‌های روسازی

در این بخش به اختصار نتایج جمع‌بندی تحلیلی در قالب رتبه‌بندی در جدول (۵) انجام و نتایج نشان می‌دهند که در تمامی پارامترهای شتاب و جابه‌جایی، دال خط بتنی بهترین و روسازی بالاستی ضعیف‌ترین عملکرد را ثبت کرده‌اند. علاوه بر این، سرعت بحرانی متناظر با پیک پاسخ‌های دینامیکی سازه، بسته به نوع پارامتر و روسازی، در محدوده ۹۰ تا ۱۲۰ کیلومتر بر ساعت متغیر است.

جدول (۵) - رتبه‌بندی عملکرد روسازی‌ها

پارامتر	ضعیف‌ترین عملکرد	بهترین عملکرد	سرعت بحرانی (کیلومتر بر ساعت)
جابه‌جایی (دهانه اول)	بلاستی	دال خط بتنی	۱۲۰
شتاب (دهانه اول)	بلاستی	دال خط بتنی	بلاستی و نردبانی ۱۲۰، دال خط بتنی حدود ۹۰ تا ۱۲۰
جابه‌جایی (درز چهارم)	بلاستی	دال خط بتنی	بلاستی و دال خط بتنی ۱۲۰، نردبانی ۹۰
شتاب (درز چهارم)	بلاستی	دال خط بتنی	بلاستی حدود ۹۰ تا ۱۲۰، نردبانی ۹۰، دال خط بتنی ۱۲۰

۶- جمع‌بندی، نتیجه‌گیری

در این تحقیق، رفتار دینامیکی یک پل مصالح بنایی ریلی با قدمت بیش از ۸۰ سال، پس از کالیبراسیون مدل با نتایج میدانی، تحت بارها و سرعت‌های مختلف در نرم‌افزار آباکوس شبیه‌سازی گردید. تحلیل حساسیت بر روی پارامترهای جابجایی و شتاب در نقاط بحرانی (وسط قوس دهانه اول و درز چهارم) برای بارهای محوری ۲۰ تا ۳۰ تن و سرعت‌های ۳۰ تا ۱۶۰ کیلومتر بر ساعت انجام شد. نتایج نشان داد که افزایش بار محوری در تمامی روسازی‌ها سبب افزایش پاسخ‌ها می‌شود؛ با این حال، بیشینه شتاب و جابجایی بسته به نوع روسازی در محدوده‌های سرعت متفاوتی رخ می‌دهد.

در نهایت نتایج حاصل از این مقاله به شرح زیر جمع‌بندی می‌گردد:

۱. تأثیر بار محوری‌افزایش بار محوری از ۲۰ به ۳۰ تن، به طور مستقیم و تقریباً خطی باعث افزایش جابجایی و شتاب قائم در تمامی روسازی‌ها می‌شود. این افزایش پس از سرعت ۶۰ کیلومتر بر ساعت بسیار محسوس‌تر است.
۲. تأثیر نوع روسازی بر پاسخ سازه: روسازی دال خط بتنی به دلیل سختی بالاتر، جابجایی قائم را به طور متوسط ۲۵ تا ۳۰ درصد و شتاب قائم را تا حدود ۴۰ درصد نسبت به روسازی بالاستی کاهش می‌دهد. از این منظر، برای افزایش عمر مفید پل و کاهش نیروی دینامیکی وارد بر دهانه‌ها، روسازی بتنی بهترین گزینه است.

۳. محدوده سرعت بحرانی پاسخ دینامیکی: اگرچه روسازی دال خط بتنی پاسخ‌های کلی کمتری دارد، اما به دلیل سختی بالاتر، محدوده سرعت متناظر با بیشینه پاسخ دینامیکی را تغییر می‌دهد. بنابراین، سرعت ۱۲۰ کیلومتر بر ساعت برای روسازی‌های بالاستی و نردبانی، و محدوده ۹۰ تا ۱۲۰ کیلومتر بر ساعت برای روسازی دال خط بتنی به‌عنوان محدوده‌های بحرانی پاسخ شناسایی شدند که توصیه می‌شود از حرکت طولانی‌مدت در این محدوده‌ها پرهیز شود.

۴. رفتار درزها: روسازی بتنی بهترین عملکرد را در کنترل جابجایی درزها دارد، اما تغییرات ناگهانی پاسخ در سرعت‌های ۹۰ و ۱۲۰ کیلومتر بر ساعت نشان می‌دهد که افزایش سرعت در این روسازی باید با دقت و تحلیل بیشتری همراه باشد.

۵. آسایش مسافران: روسازی بتنی پاسخ سازه را کاهش می‌دهد، روسازی نردبانی نوسانات بیشتری به بدنه واگن منتقل می‌کند. ارزیابی آسایش مسافران در این پژوهش به‌صورت یک تحلیل کیفی و مقایسه‌ای اولیه بر اساس بیشینه شتاب قائم بدنه واگن انجام شده است. نتایج نشان می‌دهد که در سرعت ۹۰ کیلومتر بر ساعت، شتاب بدنه واگن در محدوده‌ی استاندارد راحتی‌زستی قرار دارد. شایان ذکر است این نتیجه صرفاً منطبق بر پارامترهای خودرو و پل مورد مطالعه در این پژوهش بوده و تعمیم آن به عنوان سرعت بهینه عمومی نیازمند ارزیابی‌های جامع‌تر می‌باشد.

- [1] J. W. Kwark, E. S. Choi, Y. J. Kim, B. S. Kim, and S. I. Kim, "Dynamic behavior of two-span continuous concrete bridges under moving high-speed train," *Computers & Structures*, vol. 82, no. 4-5, pp. 463–474, Feb. 2004, doi: [10.1016/S0045-7949\(03\)00054-3](https://doi.org/10.1016/S0045-7949(03)00054-3).
- [2] G. Nouri and M. Tahmasebi, "Dynamic behavior analysis of bridges subjected to moving load," *Journal of Engineering Geology*, vol. 10, no. 5, pp. 145–165, 2016. (in Persian) doi: [20.1001.1.22286837.1395.10.5.7.5](https://doi.org/20.1001.1.22286837.1395.10.5.7.5)
- [3] Y. Gao, "A 3D dynamic train-track interaction model to study track performance under trains running at critical speed," M.S. thesis, Dept. Civil Eng., The Pennsylvania State Univ., State College, PA, USA, 2013. etda.libraries.psu.edu/catalog/19117
- [4] S. Gönen and S. Soyöz, "Reliability-based seismic performance of masonry arch bridges," *Structure and Infrastructure Engineering*, vol. 18, no. 12, pp. 1658–1673, 2022, doi: [10.1080/15732479.2021.1918726](https://doi.org/10.1080/15732479.2021.1918726)
- [5] L. Liu, X. Yang, B. Yan, and S. Miao, "Dynamic responses of RC girder bridge under heavy truck and seismic loads combined," *Sustainability*, vol. 14, no. 15, Art. no. 9263, 2022, doi: [10.3390/su14159263](https://doi.org/10.3390/su14159263)
- [6] M. Yazdani and H. Habibi, "Residual capacity evaluation of masonry arch bridges by extended finite element method," *Structural Engineering International*, vol. 33, no. 1, pp. 183–194, 2023, <https://doi.org/10.1080/10168664.2021.1944454>
- [7] F. Bencardino, R. Curto, and V. Scavelli, "Inspection and structural rehabilitation of an existing masonry arch railway bridge," *Applied Sciences*, vol. 13, no. 5, Art. no. 2973, 2023, doi: [10.3390/app13052973](https://doi.org/10.3390/app13052973)
- [8] E. Erduran, S. Gonen, and A. Alkanany, "Parametric analysis of the dynamic response of railway bridges due to vibrations induced by heavy-haul trains," *Structure and Infrastructure Engineering*, vol. 20, no. 3, pp. 326–339, 2024, <https://doi.org/10.1080/15732479.2022.2090582>
- [9] W. Guo, X. He, L. Jiang, Z. Yu, Y. Wang, C. Zeng, and S. Wu, "The effect of high-speed railway train on the seismic response of bridge under earthquakes," *Engineering Structures*, vol. 303, Art. no. 117446, 2024, <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2024.117446>
- [10] E. Alpaslan, K. Haciefendioğlu, M. F. Yılmaz, G. Demir, F. Mostofi, and V. Toğan, "Structural modal calibration of historical masonry arch bridge by using a novel deep neural network approach," *Iranian Journal of Science and Technology, Transactions of Civil Engineering*, vol. 48, no. 1, pp. 329–352, 2024, <https://doi.org/10.1007/s40996-023-01300-w>

- [11] A. Bagherzadeh Azar and A. Sari, "Structural failure of masonry arch bridges subjected to seismic action," *Civil Engineering Infrastructures Journal*, vol. 58, no. 1, pp. 123–145, 2025, doi: [10.22059/cej.2024.366834.1975](https://doi.org/10.22059/cej.2024.366834.1975).
- [12] M. Jahangiri Alikamar, "Report on material strength test results of Karaj Bridge," Technical Report, 2015. (in Persian)
- [13] S. J. Mir Mohammad Sadeghi, *Technical and General Specifications of Railway Tracks (Advanced Railway Track Design)*. Tehran, Iran: Iran University of Science and Technology, 2022. (in Persian)
- [14] Islamic Republic of Iran Railways, "Technical specifications for axle loads and rolling stock," Technical Report, General Directorate of Railway Track and Structures, Tehran, Iran. (in Persian)
- [15] Recommendations for the Inspection, Assessment and Maintenance of Masonry Arch Bridges, UIC Code 778-3, 2nd ed., International Union of Railways (UIC), Paris, France, 2011.