

## Load redistribution and structural response of urban Reinforced Concrete frames subjected to tunnel-induced Surface settlements

Mojtaba Masaeimanesh<sup>1</sup>, Alireza Pachenari<sup>2\*</sup>

1- M.Sc., Faculty of Engineering, University of Kashan, Kashan, Iran

2- Assistant professor, Faculty of Engineering, University of Kashan, Kashan, Iran

### ABSTRACT

Underground excavation and tunnel construction in densely populated urban areas can lead to uneven surface settlements, which may cause substantial damage to existing structures. To mitigate such risks, it is essential to evaluate the load redistribution patterns in the load-bearing elements of typical residential buildings. In this study, the response of a 5-story reinforced concrete moment frame residential building was assessed and compared under 12 different scenarios. The scenarios considered two settlement profiles with maximum surface settlements of 90 mm and 230 mm, three building positions relative to the settlement profile, and two angles between the tunnel axis and the main axes of the structure (0 and 45 degrees). By incrementally applying differential settlement to the columns, changes in the axial force of the first-story columns and the formation patterns of plastic hinges were investigated. According to the numerical model findings, although the settlement profile with the maximum surface settlement induced more significant variations in the axial forces of the columns, but the location of the frame relative to the settlement profile also had significant effects on the redistribution of internal forces. In all scenarios, the columns subjected to the largest settlement experienced a severe reduction in their compressive axial force. Furthermore, plastic hinges initially formed predominantly at the ends of the beams connecting the two adjacent columns with the largest differential settlement. The number of plastic hinges reached its peak when the tunnel passed beneath the central frame of the structure and aligned parallel to it.

### ARTICLE INFO

Receive Date: 27 February 2025

Revise Date: 25 April 2025

Accept Date: 08 May 2025

### Keywords:

Surface settlement profile  
Concrete moment frame  
Tunnel excavation  
Load redistribution  
Differential settlement  
Plastic hinge

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: 10.22065/jsce.2025.509143.3672

\*Corresponding author: Alireza Pachenari.  
Email address: pachenaria@kashanu.ac.ir

## بازتوزیع بار و پاسخ سازه ای قابهای بتن آرمه شهری تحت تاثیر نشست سطحی ناشی از حفاری تونل

مجتبی مساعی منش<sup>۱</sup>، علیرضا پاچناری<sup>۲\*</sup>

۱- کارشناس ارشد، دانشکده مهندسی، دانشگاه کاشان، کاشان، ایران

۲- استادیار، دانشکده مهندسی، دانشگاه کاشان، کاشان، ایران

### چکیده

حفاری زیرزمینی و ایجاد تونل در مناطق شهری پرجمعیت می‌تواند باعث بروز نشست غیریکنواخت در سطح زمین و در نتیجه ایجاد خسارت‌های قابل توجه در سازه‌های موجود شود. ارزیابی و شناسایی الگوی بازتوزیع نیروهای داخلی در اجزای باربر ساختمان‌های متداول شهری، از جمله اقداماتی است که برای مقابله با این آسیب‌ها ضرورت دارد. در این پژوهش، پاسخ یک ساختمان مسکونی ۵ طبقه تیپ با سیستم قاب خمشی بتنی تحت اثر ۱۲ سناریوی مختلف ارزیابی و مقایسه گردید. این سناریوها با فرض دو پروفیل نشست ناشی از عبور تونل (با بیشینه نشست سطحی ۹۰ یا ۲۳۰ میلیمتر)، ۳ محل عبور محور تونل از زیر پلان ساختمان (گذرنده از زیر قاب میانی، عبور از زیر قاب ما قبل آخر و یا گذرنده از کنار پلان) و دو زاویه بین محور تونل و محورهای اصلی سازه (۰ یا ۴۵ درجه) تعریف گردیدند. در ادامه، با اعمال گام به گام نشست تفاضلی فزاینده در پای ستون‌ها، روند تغییرات نیروی محوری ستون‌های طبقه اول و الگوی ایجاد و انتشار مفاصل پلاستیک در سازه مورد بررسی قرار گرفت. بر پایه یافته‌های مدل‌های عددی، اگرچه پروفیل با بیشینه نشست بزرگتر، تغییرات گسترده‌تری در نیروی محوری ستون‌ها ایجاد نمود ولی موقعیت قرارگیری پلان سازه نسبت به پروفیل نشست نیز اثرات چشمگیری در بازتوزیع نیروهای داخلی برجا گذاشت. در کلیه سناریوها، ستون‌های دارای بزرگترین نشست، همواره با افت شدیدی در مقدار نیروی محوری فشاری خود مواجه گردیدند. ضمناً مفاصل خمیری در وهله نخست عموماً در انتهای تیرهای پل‌زننده بر روی دو ستون مجاور که دارای بیشترین نشست تفاضلی بودند تشکیل شده و تعداد آنها در حالت عبور تونل از زیر قاب میانی سازه و به موازات آن، به بیشترین مقدار خود رسید.

کلمات کلیدی: پروفیل نشست سطحی، قاب خمشی بتنی، حفر تونل، بازتوزیع بار، نشست تفاضلی، مفصل پلاستیک.

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	شناسه دیجیتال:	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
10.22065/jsce.2025.509143.3672	10.22065/jsce.2025.509143.3672	۱۴۰۵/۰۴/۳۱	۱۴۰۴/۰۲/۱۸	۱۴۰۴/۰۲/۱۸	۱۴۰۴/۰۲/۰۵	۱۴۰۳/۱۲/۰۹
				*نویسنده مسئول:		علیرضا پاچناری
				پست الکترونیکی:		pachenaria@kashanu.ac.ir

## ۱- مقدمه

در طی چند دهه اخیر و خصوصاً پس از فروریزش برج‌های دوقلوی مرکز تجارت جهانی، موج گسترده‌ای از تحقیقات برای ارزیابی پتانسیل خرابی پیشرونده در انواع سازه‌ها به راه افتاد و دامنه آن به بررسی رفتار ساختمان‌های میان مرتبه رایج شهری با سیستم قاب‌های خمشی بتنی نیز تسری یافت [۱]. در بیشتر این موارد با حذف یک یا نهایتاً چند ستون از سازه، تشکیل مسیرهای جایگزین انتقال بار در محدوده تیرهای پل زنده بر روی ستون‌های محذوف به عنوان یکی از اصلی‌ترین عوامل باربری سازه معرفی گردیده است [۲ و ۳].

تجربیات سالیان اخیر نشان داده است انواع دیگری از بارگذاری‌های غیرمعمول نظیر فرونشست و گودبرداری در مجاورت ساختمان نیز ممکن است زمینه‌ساز بروز آسیب‌های جدی در ساختمان‌ها شوند [۴ و ۵]. در پاره‌ای از این موارد، اختلاف نشست بین نقاط مختلف پلان حتی نزدیک به یک متر گزارش شده است [۶]. در نگاه نخست چنین به نظر می‌رسد که در این حالات، بارهای موجود بر روی ساختمان به شکلی کمابیش مشابه با حالت حذف یک ستون بازتوزیع شوند. با این حال، مطالعاتی که اخیراً بر روی قاب‌های مقیاس شده آزمایشگاهی تحت اثر نشست موضعی صورت پذیرفته است خود گواهی بر وجود تفاوت‌های آشکار رفتاری این دو پدیده است. در پژوهش چن<sup>۱</sup> و هانا<sup>۲</sup>، نشست‌هایی محدود در زیر هر یک از ستون‌های مرکزی، لبه و گوشه یک قاب خمشی با مصالح آلومینیومی وارد شده و تغییرات در تنش‌ها و تغییرشکل‌های آن ثبت گردید [۷]. در مطالعه آزمایشگاهی انجام شده توسط فاید<sup>۳</sup> و همکاران نیز یک قاب تک دهانه بتنی با چیدن کیسه‌های ماسه‌ای تحت اضافه بار یکنواخت قرار گرفته و با توجه به تفاوت نوع خاک زیر یکی از پی‌ها با سایرین، تغییرشکل‌های ناشی از نشست تفاضلی حاصله در طی یک دوره چند روزه ثبت شد. در پژوهش مذکور، با وجود ترک خوردن دال سقف، به دلیل بروز نشست‌ها در بازه محدود ۲ تا ۵ میلیمتر، ترک‌های قابل ملاحظه‌ای در سایر بخش‌ها رویت نگردید [۸].

پاسخ قاب‌ها تحت نشست موضعی در زیر یک تک ستون از قاب خمشی بتنی در مطالعات عددی متنوعی مورد بررسی قرار گرفته است. به عنوان مثال با اعمال نشست‌های تفاضلی محدود به ۲۵ میلیمتر در مدلسازی انجام شده توسط لین<sup>۴</sup> و همکاران، کاهش چشمگیری در نیروی محوری ستون مواجه با نشست مشاهده گردید ولی رفتار غیرارتجاعی خاصی در سازه ایجاد نشد [۹]. در نقطه مقابل در مطالعات النقار<sup>۵</sup> و همکاران و پاچناری و همکاران، به ازای اعمال نشست‌های تفاضلی به مراتب بزرگتر، رفتار فرا ارتجاعی در بخش‌های گسترده‌ای از سازه توسعه یافت. همچنین نشان داده شد که در سناریوی نشست یک ستون میانی، تشکیل نخستین مفصل پلاستیک نیازمند کمترین تغییر مکان رو به پایین بوده است [۱۰ و ۱۱].

حفاری زیرزمینی و ایجاد تونل یکی دیگر از عواملی است که می‌تواند ایمنی و عملکرد ساختمان‌ها را تهدید نماید. واضح است که در چنین حالتی سازه در معرض یک پروفیل نشست در سطح زمین قرار می‌گیرد. در برخی از تحقیقات موجود به ثبت پروفیل‌های نشست موجود و ارزیابی ارتباط آنها با الگوی تشکیل ترک‌ها در ساختمان‌های بنایی پرداخته شده است. به عنوان مثال در بررسی آسیب‌های وارده به یک ساختمان‌های بنایی واقع بر روی یک تونل شهری توسط کاموس<sup>۶</sup> و همکاران، ابتدا خواص مکانیکی نمونه‌هایی از مصالح تعیین شده و سپس با اعمال آن‌ها در یک مدل عددی، تخمینی از حدود آسیب‌ها ارائه گردید. یافته‌های پژوهش مذکور بیانگر وجود هماهنگی قابل قبول بین پیش‌بینی‌های مدل عددی و داده‌های ثبت شده از میزان نشست و الگوی تشکیل ترک‌ها بوده است [۱۲]. همچنین هولسی<sup>۷</sup> و همکاران در مدلسازی عددی یک ساختمان بنایی با پلان نامتقارن به اهمیت موقعیت سازه نسبت به محور تونل پرداخته و به گسترش بیشتر ترک‌خوردگی در حالت قرارگیری سازه بر ناحیه محدب پروفیل نشست در قیاس با ناحیه مقعر آن اشاره نمودند [۱۳].

<sup>1</sup> Chen

<sup>2</sup> Hanna

<sup>3</sup> Fayed

<sup>4</sup> Lin

<sup>5</sup> El Naggar

<sup>6</sup> Camos

<sup>7</sup> Houlsby

تحقیقات کاستالدو<sup>۸</sup> و همکاران با انجام یک تحلیل غیرخطی و با استفاده از شتاب‌نگاشت یک زمین لرزه نشان داد که حفاری عمیق ممکن است تأثیرات محدودی بر آسیب‌پذیری لرزه‌ای ساختمان برجا بگذارد [۱۴]. بولدینی<sup>۹</sup> و همکاران با تمرکز بر روی مدلسازی رفتار خاک به کمک روش اجزای محدود، اثر حفاری تونل بر قاب‌های بتنی مسطحه را بررسی نمودند. ایشان دریافتند که اگرچه با حضور سازه مقادیر نشست تفاضلی در زیر فونداسیون‌ها تا حدودی تحت تأثیر قرار می‌گیرد اما وجود پی نواری به نوبه خود جابجایی‌های افقی سطحی را در قیاس با تغییر شکل‌های زمین آزاد بسیار محدود می‌نماید [۱۵]. بررسی دیگری که توسط یانگ<sup>۱۰</sup> و همکاران برای ارزیابی اثرات ناشی از حفاری یک نمونه تونل دوقلو انجام شد نشان داد که با گذر یک محور تونل از زیر و عبور محور دیگر آن از کنار قاب، مقدار حداکثر تنش ایجاد شده در سازه در قیاس با سایر حالات مورد مطالعه تا حدودی افت نمود. ضمناً با عبور هر دو محور تونل از کنار قاب، سازه به سمت محور مرکزی آنها چرخش نمود [۱۶].

مرور تحقیقات موجود نشان می‌دهد با وجود استفاده وسیع از سیستم باربر جانبی قاب خمشی بتنی در هر دو راستا در بخش مهمی از ساختمان‌های شهری ایران، پژوهش جامعی در زمینه ارزیابی مرحله به مرحله رفتار غیر ارتجاعی و الگوی باز توزیع نیرو در قاب‌های سه‌بعدی تحت تأثیر پروفیل‌های مختلف نشست سطحی ناشی از حفر تونل وجود ندارد. نوآوری این پژوهش شامل تحلیل گام به گام نحوه رفتار سازه در مواجهه با اثرات پروفیل‌های متنوع نشست بزرگ (با بیشینه افزون بر ۸۰ میلی‌متر)، در نظر گرفتن حالاتی از جمله عبور تونل از زیر نواحی مختلف پلان سازه و نیز غیرهمراستایی محور تونل با قاب‌های خمشی است. نتایج این تحقیق می‌تواند مبنای علمی مناسبی برای تدوین دستورالعمل‌های مقاوم‌سازی سازه‌های متداول شهری موجود در مجاورت پروژه‌های عمرانی زیرزمینی فراهم کند. بدین منظور، در مطالعه حاضر ابتدا یک سازه منظم با توجه به فرضیات رایج در هندسه و بارگذاری ساختمان‌های مسکونی متداول شهری طراحی گردیده و روش مدلسازی از طریق مقایسه با داده‌های موجود از یک نمونه آزمایشگاهی صحت‌سنجی شده است. در ادامه به کمک روابط تجربی و با استفاده از نشست‌های حداکثر مربوط به احداث یک پروژه حفر تونل شهری، دو سری پروفیل نشست سطحی ترسیم گردیده است. در نهایت با تعریف ۱۲ سناریوی مختلف بر مبنای نحوه قرارگیری سازه بر روی پروفیل نشست سطحی، مقادیر نشست متناظر به پای هر یک از ستون‌ها تعیین و پاسخ ساختمان ارزیابی گردید.

## ۲- مشخصات سازه و پروفیل‌های نشست مورد بررسی

### ۲-۱- مشخصات سازه

سازه مورد ارزیابی در مطالعه حاضر، یک ساختمان مسکونی ۵ طبقه بتن‌آرمه با سیستم قاب خمشی متوسط در شهر تهران بوده و دارای پلان منظمی با ۴ و ۳ دهانه تکرار شونده ۵ متری به ترتیب در جهت طولی و عرضی خود است (شکل ۱-الف). ارتفاع کلیه طبقات آن ۳/۳ متر در نظر گرفته شده و دارای بتن رده C25 و میلگرد آجدار S400 مطابق با مبحث نهم مقررات ملی ساختمان [۱۷] می‌باشد. ضمناً بار زنده طبقات آن با توجه به مبحث ششم مقررات ملی ساختمان [۱۸] و بار مرده در هر یک از طبقات آن برابر با ۲/۵ کیلونیوتن بر متر مربع بصورت مازاد بر وزن دال ۱۸۰ میلیمتری سقف لحاظ شده است. ضمناً این سازه بر روی خاک نوع ۲ واقع بوده و طراحی لرزه‌ای آن با توجه به ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ [۱۹] صورت پذیرفته است. خلاصه‌ای از مشخصات انتخابی برای ستون‌ها و تیرهای آن در جدول ۱ آورده شده است.

<sup>8</sup> Castaldo

<sup>9</sup> Boldini

<sup>10</sup> Yang

جدول ۱: مشخصات تیرها و ستون‌های سازه مورد بررسی

طبقه	تیرها					ستون‌ها			
	ابعاد (mm)		میلگرد سراسری بالا و پایین	میلگرد تقویتی منفی		میلگرد طولی	میلگرد طولی	میلگرد طولی	میلگرد طولی
	عرض	ارتفاع		راستای X	راستای Y				
۱	۴۰۰	۵۰۰	۴ φ ۲۲	۲ φ ۲۰	۱ φ ۲۰	۲۰ φ ۲۰	۵۰۰	۲۰ φ ۲۲	۵۵۰
۲	۴۰۰	۵۰۰	۴ φ ۲۲	۲ φ ۲۰	۱ φ ۲۰	۲۰ φ ۱۸	۴۵۰	۲۰ φ ۲۰	۵۰۰
۳	۳۵۰	۵۰۰	۴ φ ۲۰	۲ φ ۱۸	۱ φ ۲۰	۱۶ φ ۱۸	۴۰۰	۲۰ φ ۱۸	۴۵۰
۴	۳۵۰	۵۰۰	۳ φ ۲۰	۲ φ ۱۸	۱ φ ۲۰	۱۶ φ ۱۸	۴۰۰	۲۴ φ ۱۶	۴۰۰
۵	۳۵۰	۴۰۰	۳ φ ۱۸	۱ φ ۱۸	۱ φ ۱۸	۱۲ φ ۱۶	۴۰۰	۱۶ φ ۱۶	۴۰۰

## ۲-۲- پروفیل‌های نشست مورد بررسی

یکی از روابط تجربی پرکاربرد برای ترسیم پروفیل نشست ایجاد شده در سطح زمین در اثر حفر تونل رابطه‌ای است که شکل کلی آن نخستین بار توسط پک<sup>۱۱</sup> و همکاران پیشنهاد شده است [۲۰]:

$$\delta = \delta_{\max} \exp\left(-\frac{x^2}{2i^2}\right) \quad (1)$$

که در آن  $\delta_{\max}$  نشست حداکثر و  $\delta$  بیانگر نشست ایجاد شده در هر نقطه دلخواه به فاصله افقی  $x$  از محور گذرنده از مرکز تونل هستند. منظور از  $i$  نیز فاصله افقی محور تونل تا نقطه عطف پروفیل نشست بوده و می‌تواند با توجه به منحنی احتمالاتی گاوس تعیین شود. اگرچه رابطه فوق در وهله نخست برای تعیین پروفیل نشست در زمین‌های فاقد بنا ارائه شده است اما از آن در برخی از پژوهش‌ها برای حالت وجود ساختمان در سطح زمین هم استفاده شده است [۲۱]. در این تحقیق، به منظور انطباق بیشتر پروفیل حاصل از رابطه (۱) با داده‌های مربوط به نشست جدیدتر، محاسبه  $i$  با میانگین‌گیری از روابط ۲ تا ۴ صورت پذیرفته است [۲۲]:

$$i_1 = (0.386Z_0) + 2.84 \quad (2)$$

$$i_2 = 0.5Z_0 \quad (3)$$

$$i_3 = 1.392 \frac{D}{2} \left(\frac{Z_0}{D}\right)^{0.704} \quad (4)$$

که در روابط مذکور،  $Z_0$  و  $D$  به ترتیب عمق مرکز تونل از سطح زمین و قطر تونل هستند.

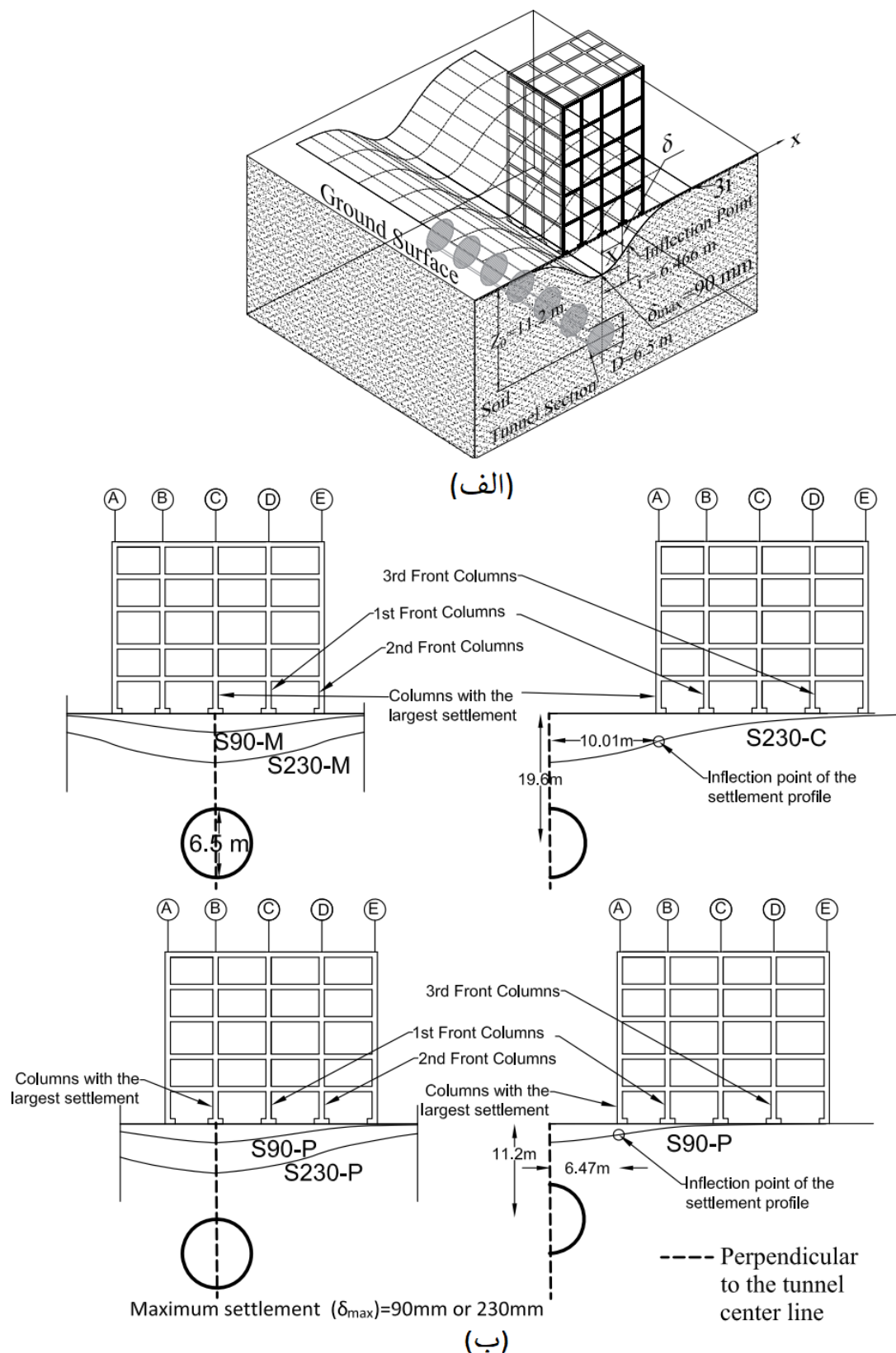
نظر به خطای زیاد روابط تجربی موجود در تخمین  $\delta_{\max}$ ، نیاز به دقت در انتخاب مقادیر مناسبی برای آن می‌باشد. اگرچه مرور سوابق نشست‌های اندازه‌گیری شده ناشی از حفر تونل در بخش مهمی از پروژه‌های شهری بیانگر وقوع نشست‌های محدود بوده است اما برخی از مستندات موجود نیز موید وقوع مواردی دارای نشست بزرگ و ریسک قابل توجه در ابنیه نواحی اطراف حفاری است [۲۲]. به عنوان مثال مطابق جدول ۲، در گزارش نشست سنجی و ابزار دقیق خط متروی در حال احداث شماره ۱۰ تهران، نشست‌های تجمعی در ابزارهای نشست‌سنج در طی یک بازه پایش حدوداً ۸ ماهه (از خرداد تا بهمن ۱۴۰۳) تا ۲۰۷ میلی‌متر ثبت گردیده است [۲۳]. نظر به اهمیت بررسی اثرات چنین نشست‌هایی بر سازه‌های مجاور، در این تحقیق دو نشست نهایی با بیشینه ۲۳۰ میلی‌متر (با فرض ۱۰ درصد افزایش در نشست ثبت شده تا رسیدن به مقدار نهایی) و ۹۰ میلی‌متر برای بخش مطالعه موردی انتخاب گردید. شایان توجه است که فارغ از مشخصات خاک و

<sup>11</sup> Peck

شرایط حاکم بر ساختگاه، چنین اعدادی پیشتر نیز در رابطه با نشست ناشی از حفاری یکی از تونل‌های مترو در شهر استانبول مطرح شده است [۲۴ و ۲۵]. پروفیل‌های نشست مفروض به صورت شماتیک با نام‌های S90 و S230 در شکل ۱ نمایش داده شده‌اند. ضمناً به منظور سادگی بیشتر، در شکل ۱- (ب) جانمایی سازه مورد بررسی نسبت به پروفیل نشست، صرفاً در حالتی که قاب‌های راستای عرضی آن به موازات محور تونل باشند به تصویر کشیده شده است.

جدول ۲: مقادیر نشست تجمعی ثبت شده توسط ابزار دقیق در حین حفر بخشی از تونل در حال احداث خط ۱۰ متروی تهران [۲۳]

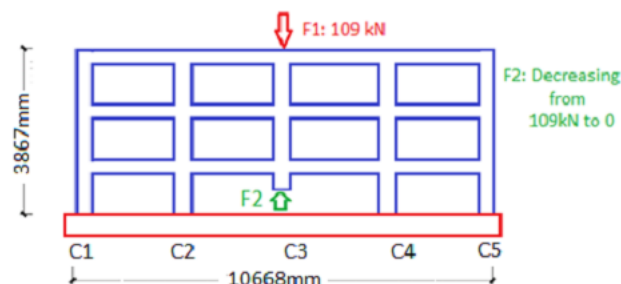
ابزار نشست سنج					
CS.LP.0+540	CS.LP.0+550	CS.LP.0+560	CS.LP.0+570	CS.LP.0+580	
۱۱۰	۱۰۳	۹۳	۸۳	۷۳	فاصله تا جبهه حفاری (m)
۵۴/۹	۹۷/۵	۲۰۶/۶	۱۴۱/۳	۳۶/۹	حداکثر نشست تجمعی ثبت شده (mm)



شکل ۱: نمایش شماتیک: (الف) سازه واقع بر روی پروفیل نشست S90 (ب) مقطع پروفیل های نشست و جانمایی سازه نسبت به پروفیل نشست در برخی از سناریوهای مورد بررسی

## ۳- مدل‌سازی و صحت‌سنجی

صحت عملکرد مدل‌های عددی با استفاده از مدل آزمایشگاهی دو بعدی مقیاس شده بی<sup>۱۲</sup> و همکاران ارزیابی شده است. این مدل شامل ۳ طبقه پایینی از یک قاب ۸ طبقه با ۴ دهانه بوده و به منظور شبیه‌سازی بخشی از بارهای ثقلی وارد بر آن، مطابق شکل ۲، یک بار عمودی متمرکز (F1) در بالای ستون میانی C3 توسط یک جک هیدرولیکی اعمال گردیده است. سپس به صورت گام به گام با باربرداری از زوج جک واقع در طبقه اول اقدام به شبیه‌سازی جابجایی فزاینده در محل اعمال نیروی F2 شده است [۲۶].



شکل ۲: نمایش شماتیک هندسه قاب بتنی مورد استفاده برای صحت‌سنجی

در مدل‌های عددی، هندسه کلی نمونه آزمایشگاهی مورد بحث (و نیز سازه مورد مطالعه) در نرم‌افزار SAP2000 [۲۷] ساخته و با توجه به مشخصات مصالح و جزئیات آرماتورگذاری مفروض در اعضای قاب، مفاصل پلاستیک متمرکز با ویژگی‌های مطابق با توصیه آیین‌نامه FEMA-356 [۲۸] در فواصل ۰/۰۵ و ۰/۹۵ از طول نسبی آنها تخصیص داده شدند. در ادامه در طی یک تحلیل غیرخطی، سازه تحت بارهای ثقلی و نیروی متمرکز F1 قرار داده شد. نتایج تحلیل سازه در گام پایانی این حالت تحلیلی، به عنوان شرایط اولیه در تحلیل غیرخطی بعدی مورد استفاده قرار گرفت که در طی آن ضمن آزادسازی درجه آزادی انتقالی تکیه‌گاه ستون میانی C3 در راستای قائم، جابجایی فزاینده‌ای به صورت گام به گام در پای ستون مذکور ایجاد گردید.

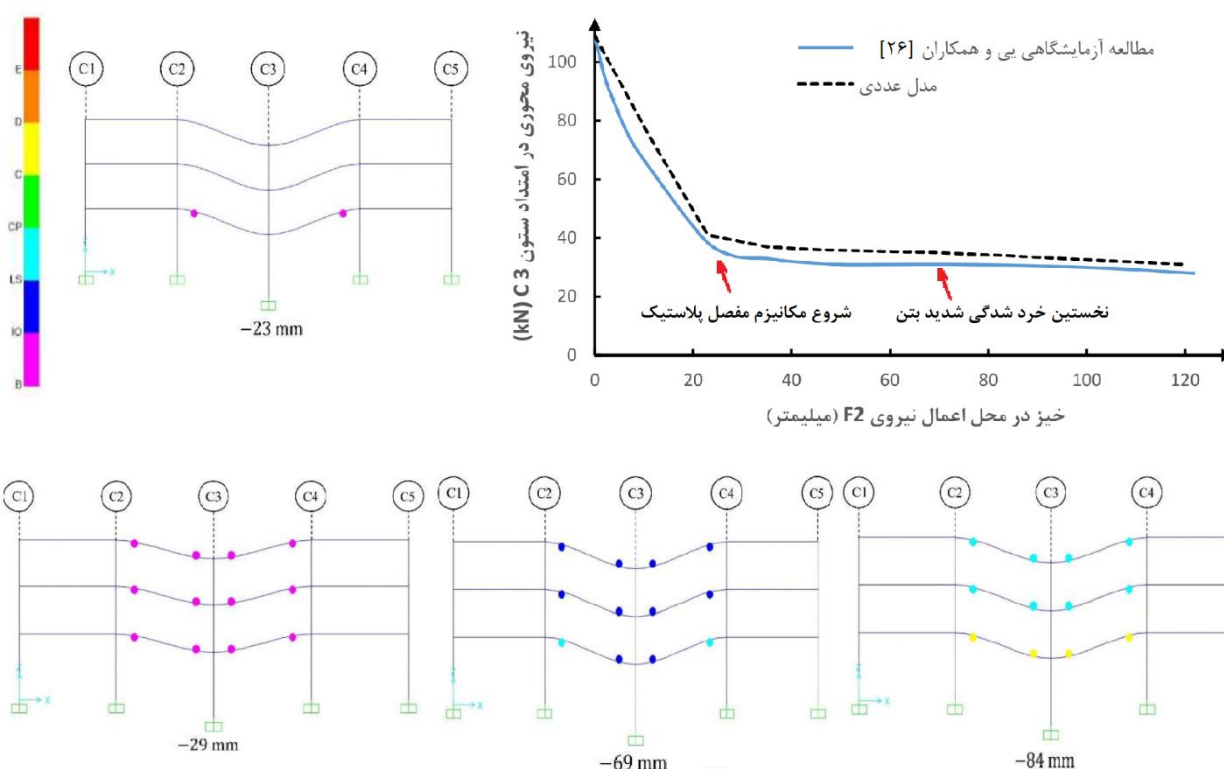
در شکل ۳، مقایسه منحنی‌های نیرو-تغییر مکان در مدل عددی (ساخته شده برای صحت‌سنجی) و نمونه آزمایشگاهی همراه با وضعیت مفاصل پلاستیک در مدل عددی به ازای برخی از مقادیر خیز در محل ستون C3 ارائه گردیده است. همانطور که مشاهده می‌شود، به ازای یک خیز معین در محدوده غیرارتجاعی، اختلافی از ۱۰ تا حدود ۱۵ درصد بین نتایج دو مدل وجود دارد. باید توجه داشت که مدل‌های عددی بر پایه مفاصل پلاستیک متمرکز ذاتا با محدودیت‌هایی از جمله ساده‌سازی در بررسی رفتارهای پیچیده (مثل سخت‌شدگی مصالح و توسعه عملکرد قوس فشاری<sup>۱۳</sup> در تیرها)، صرفنظر از احتمال توسعه رفتار غیرارتجاعی در نواحی بین مفاصل پلاستیک و وابستگی زیاد به پارامترهای کالیبراسیون مواجه هستند [۴]. ضمنا در مدل آزمایشگاهی به دلیل رشد ترک‌ها، تغییرات شیب در ناحیه الاستیک منحنی به تدریج رخ داده حال آنکه شیب مذکور در مدل عددی عملا ثابت است. بنابراین می‌توان چنین نتیجه گرفت که الگوی مشاهده شده در مدل عددی بیانگر توانایی آن در شبیه‌سازی رفتار کلی مدل آزمایشگاهی (در محدوده تغییر شکل‌های مورد مطالعه در این پژوهش) است. همچنین، بازه نشست ۲۳ تا ۲۹ میلی‌متر برای تشکیل و گسترش مفاصل پلاستیک در انتهای دور تیرهای پل زنده بر روی ستون C3 با نشست تقریبی ۲۵ میلی‌متری گزارش شده در مدل آزمایشگاهی (متناظر با شروع مکانیزم مفصل پلاستیک) مطابقت داشته و همچنین محل و وضعیت مفاصل تشکیل شده در بازه نشست ۶۹ (ورود اولین سری مفاصل به محدوده ایمنی جانی<sup>۱۴</sup>) تا ۸۴ میلی‌متر (ورود اولین سری مفاصل به محدوده آستانه فروریزش<sup>۱۵</sup>) با توصیف مطرح شده در مدل آزمایشگاهی (نخستین خردشدگی شدید بتن) به ازای نشست ۷۰ میلی‌متر متناسب است.

<sup>12</sup>  $\gamma_i$

<sup>13</sup> Compressive arch action

<sup>14</sup> Life Safety

<sup>15</sup> Collapse Prevention



شکل ۳: مقایسه منحنی های نیرو-تغییر مکان در مدل عددی و نمونه آزمایشگاهی همراه با وضعیت مفاصل پلاستیک در مدل عددی به ازای برخی از مقادیر خیز در محل ستون C3

#### ۴- سناریوهای اعمال پروفیل نشست سطحی به سازه

در بسیاری از موارد، محل دقیق عبور تونل از زیر سازه شهری موجود عملاً مشخص نبوده و باید ضمن بررسی حالات مختلف، اثر بحرانی ترین حالت را در ارزیابی پاسخ سازه مدنظر قرار داد. بدین منظور فرض می‌شود که محور تونل در دو عمق متفاوت، در ۳ موقعیت نسبت به پلان سازه و با زاویه (صفر یا ۴۵ درجه) نسبت به قاب‌های ساختمان عبور نماید (جمعاً ۱۲ حالت مطابق با شکل ۴). برای نامگذاری هر یک از این حالات، پس از حرف S<sup>۱۶</sup>، میزان حداکثر نشست پروفیل اعمالی به میلیمتر (۹۰ یا ۲۳۰) و یکی از حروف M<sup>۱۷</sup>، P<sup>۱۸</sup> و یا C<sup>۱۹</sup> ذکر شده است که به ترتیب بیانگر عبور محور تونل از زیر محور میانی یا ما قبل آخر و یا با فاصله از کنار ساختمان (به نحوی که لبه پلان در سمت محدب نقطه عطف پروفیل نشست قرار گیرد) می‌باشد. ضمناً در صورت قرارگیری محور تونل با زاویه ۴۵ درجه، در انتهای نام سناریو حرف d<sup>۲۰</sup> اضافه شده است.

با توجه به موقعیت ستون‌های مختلف پلان سازه بر روی پروفیل نشست سطحی، مقادیر نشست اعمالی به پای هر یک از ستون‌ها تعیین می‌گردد. شایان ذکر است که مقادیر نشست مذکور در هر سناریو، باتوجه فاصله افقی نسبت به محل نشست بیشینه و با توجه به رابطه (۱) قابل تعیین بوده و در پیوست الف این مقاله ارائه شده است.

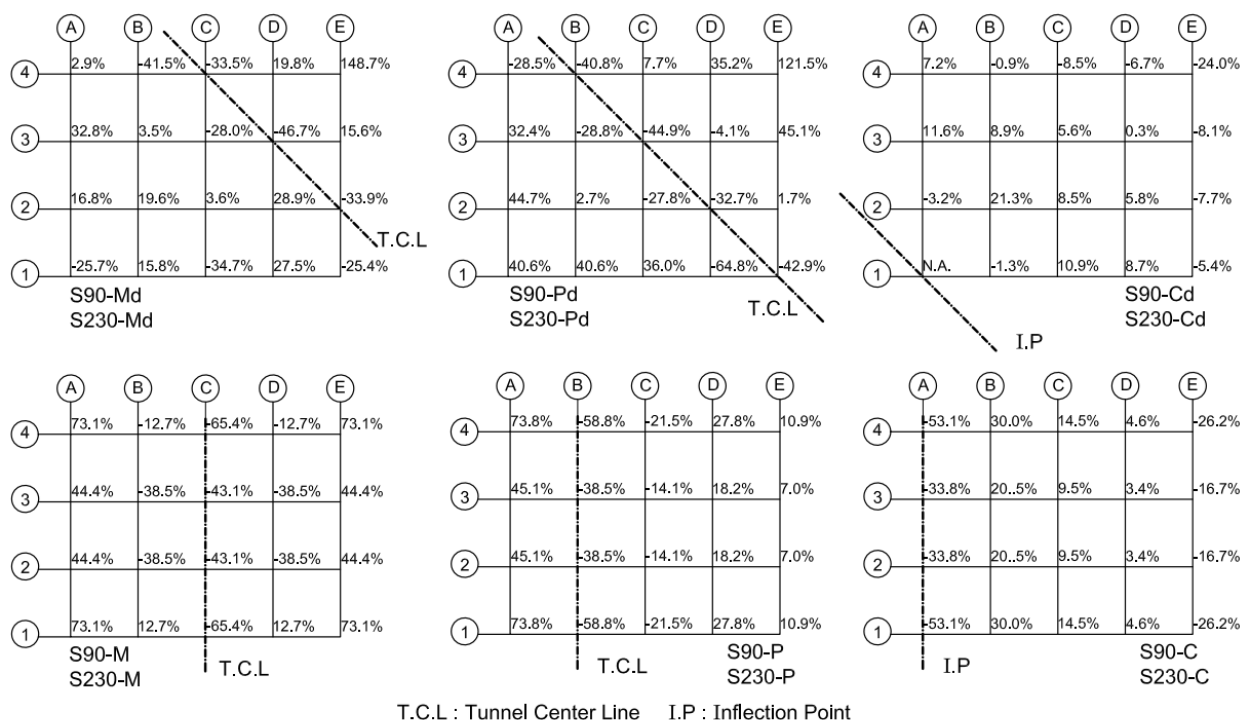
<sup>16</sup> Settlement

<sup>17</sup> Middle

<sup>18</sup> Penultimate

<sup>19</sup> Corner

<sup>20</sup> Diagonal



شکل ۴: نمایش وضعیت پلان سازه نسبت به امتداد محور عبور تونل یا نقطه عطف پروفیل نشست در سناریوهای مختلف به همراه درصد تغییرات نیروی محوری هر ستون در انتهای پروفیل نشست با بیشینه ۹۰ میلیمتری

## ۵- نتایج تحلیل و بحث

### ۵-۱- تغییرات نیروی محوری ستون‌های طبقه اول پس از اعمال پروفیل نشست با بیشینه ۹۰ میلیمتر

در طی سناریوهای متناظر با اعمال گام به گام پروفیل نشست سطحی با بیشینه ۹۰ میلیمتر، نیروی محوری غالب ستون‌ها با روند تقریباً یکنواختی تغییر نمود. از این رو در شکل ۴، درصد تغییرات نیروی محوری ستون‌های طبقه اول، صرفاً قبل و بعد از اعمال پروفیل نشست با بیشینه ۹۰ میلیمتر در سناریوهای متناظر با عبور تونل از موقعیت‌های مختلف زیر پلان ارائه شده است. همانطور که مشاهده می‌گردد موقعیت قرارگیری پلان سازه نسبت به پروفیل نشست به نحو چشمگیری در بازتوزیع نیروهای داخلی اثرگذار بوده است. همچنین در هر حالت، سری ستون‌هایی از ساختمان که به دلیل نزدیکی بیشتر به محور تونل بیشترین نشست را داشته‌اند با افت شدیدی در اندازه نیروی محوری فشاری خود مواجه شده‌اند. این افت در ۵ سناریوی S90-M، S90-P، S90-C، S90-Md و S90-Pd از حدود ۳۲ تا ۶۵ درصد بوده و در سناریوی S90-Cd موجب ایجاد نیروی کششی (در حدود ۴۳ کیلو نیوتن) شده است. این تفاوت رفتار را می‌توان به تعداد ستون‌های واقع در جبهه نخست مقابله با نشست (ستون‌های با کمترین فاصله افقی نسبت به ستون‌های با نشست بیشینه) ارتباط داد. به بیان دیگر در سناریوی S90-Cd، نشست قابل ملاحظه فقط به تک ستون A-1 با سطح بارگیر ثقلی محدود واقع از گوشه پلان وارد شده است حال آنکه در هریک از ۵ سناریوی دیگر، حداقل ۳ ستون به صورت همزمان در مقابله با نشست بیشینه مشارکت نموده‌اند. به هر حال، با توجه به در نظر گرفتن اثر زلزله در طراحی اولیه سازه، مقدار کشش ایجاد شده برای تسلیم نمودن آرماتورهای طولی ستون کافی نبوده است.

نکته دیگر آنکه تغییرات در نیروی محوری ستون‌های طبقه نخست تنها به ستون‌های جبهه اول محدود نشده و شامل ستون‌های جبهه‌های بعدی نیز شده است. به عنوان مثال در پایان سناریوی S90-P، نیروی محوری فشاری در ستون‌های جبهه دوم (واقع بر محور D) از حدود ۱۸ تا ۲۸ درصد رشد نموده و در نیروی محوری ستون‌های جبهه سوم نیز از ۷ تا ۱۱ درصد افزایش رخ داد. در واقع در این حالت، محدوده‌ای از سازه که در مقابله با پروفیل نشست مشارکت نمود در قیاس با حالات معمول حذف یک ستون به مراتب گسترده‌تر بود [۱۱و].

از سوی دیگر در سناریوهای S90-M و S90-P و نیز S90-Md و S90-Pd بسیاری از ستون‌های جبهه اول با کاهش نیروهای محوری مواجه شدند چرا که به دلیل فاصله افقی کم تا محور تونل، دارای نشست زیادی بودند. بدین ترتیب سهم عمده وزن مربوط به کف‌های فاقد تکیه‌گاه مستحکم، در ستون‌های جبهه‌های بعدی بازتوزیع گردید. در سناریوهای S90-Md و S90-Pd نیروی محوری فشاری ستون گوشه E-4 به ترتیب در حدود ۱۴۹ و ۱۲۲ درصد افزایش یافت. در واقع موقعیت این ستون به گونه‌ای است که دارای نشست تکیه‌گاهی بسیار کمتر از ستون‌های جبهه جلوتر از خود بوده و به دلیل تک بودن در جبهه خود، ناگزیر از ایفای نقش بزرگی در بازتوزیع نیروهای محوری شده است.

در سناریوی S90-C، علاوه بر ستون‌های واقع بر محور A که متحمل نشست بیشینه گردیده‌اند، ستون‌های جبهه چهارم (واقع بر محور E) نیز با کاهش قابل توجهی در نیروی محوری فشاری خود (از ۱۷ تا ۲۶ درصد) مواجه شدند. برای توجیه شهودی این پدیده می‌توان رفتار هر یک از قاب‌های راستای طولی سازه (قاب‌های ۱ تا ۴) را با یک تیر سراسری با یک طره انتهایی در سمت چپ خود (در محل قاب A) معادل نمود. در این حالت با پایین رفتن انتهای طره‌ای، آخرین تکیه‌گاه سمت راست (در محل قاب E) تمایل به بلند شدن پیدا نموده و بنابراین از نیروی عکس‌العمل تکیه‌گاهی آن مقداری کاسته شد. به همین ترتیب می‌توان توضیحی برای چرایی کاهش نیروی محوری فشاری برخی از ستون‌های واقع بر محورهای E و 4 در سناریوی S90-Cd ارائه نمود.

## ۲-۵- تغییرات نیروی محوری ستون‌های طبقه اول در طی اعمال پروفیل نشست با بیشینه ۲۳۰ میلی‌متر

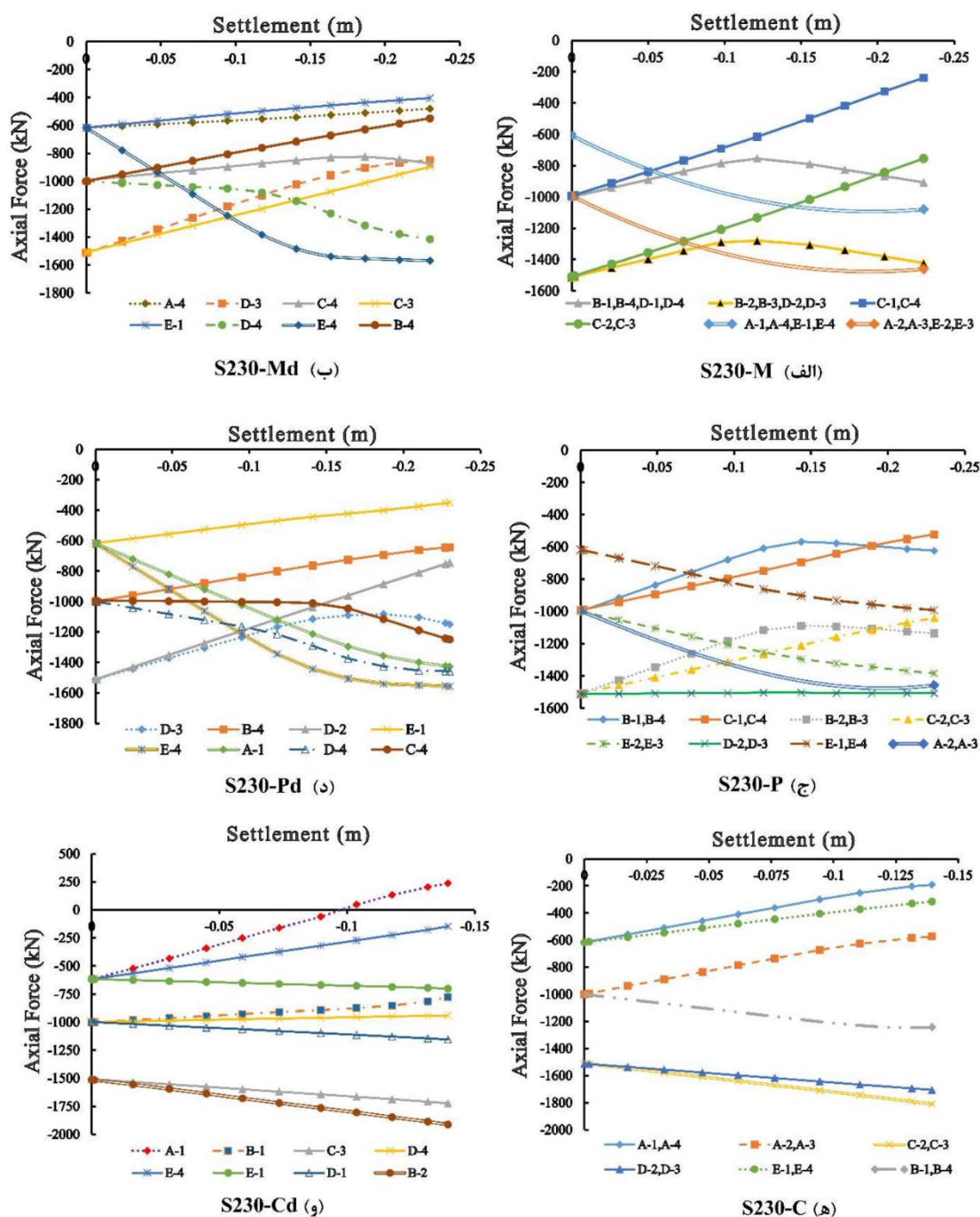
در شکل ۵ تغییرات نیروی محوری ستون‌های طبقه اول سازه مورد مطالعه در طی اعمال سناریوهای متناظر با اعمال پروفیل نشست سطحی با بیشینه ۲۳۰ میلی‌متر ارائه گردیده است. همانطور که مشاهده می‌شود در سناریوی S230-M (شکل ۵-الف)) با افزایش نشست اعمالی به ستون‌های واقع بر محور تونل (محور C)، افت شدیدی در نیروی محوری فشاری آنها رخ داد تا حدی که به عنوان مثال در ستون‌های خارجی C-1 و C-4 به ۷۶ درصد از نیروی محوری اولیه بالغ گردید. البته با توجه به سطح بارگیر قابل توجه ستون‌های واقع بر محور میانی C، در هیچ یک از آنها نیروی محوری کششی ایجاد نگردید. نظر به اینکه در طی اعمال نشست بزرگ در پای یک ستون، گره فوقانی ستون با خیز قابل ملاحظه‌ای مواجه می‌گردد می‌توان به یافته‌های پژوهش ساسانی و همکاران [۴] در رابطه با تفسیر علت رفتار سازه بعد از حذف یک ستون توجه نمود. در تحقیق مذکور، کاهش شدید نیروی محوری امتداد ستون محذوف در طبقات بالایی گزارش و به تغییر مسیر انتقال بار و فعال‌سازی مکانیزم‌های جایگزین باربری نسبت داده شده است. در واقع هنگامی که ستون طبقه اول حذف می‌شود، بارهای عمودی که قبلاً از طریق ستون محذوف به فونداسیون منتقل می‌شدند، اکنون باید از طریق تیرهای متصل به ستون مذکور به ستون‌های مجاور منتقل شوند. چنانچه تیرها دارای ظرفیت خمشی و کششی مناسب باشند، این انتقال بار باعث ایجاد مکانیزمی تحت عنوان عملکرد ویراندل<sup>۲۱</sup> در دهانه‌های مجاور شده و حتی ممکن است منجر به اعمال نیروی کششی در برخی از ستون‌های طبقات فوقانی شود.

همچنین در پایان سناریوی S230-M، بیشترین مقدار نیروی محوری مربوط به ستون‌های جبهه دومی 2-A، 3-A، 2-E و 3-E بوده و بطور مشابه، سهم بزرگی از نیروی محوری ستون‌های واقع بر روی محور تونل در سایر ستون‌های جبهه دوم (1-A، 4-A، 1-E و 4-E) باز توزیع شد. همچنین نیروی محوری فشاری در کلیه ستون‌های جبهه اول (واقع بر محورهای B و D) در ابتدا کاهش و سپس افزایش یافت بطوریکه نهایتاً به مقدار اولیه نزدیک گردید.

در سناریوی مورب S230-Md (عبور محور مرکزی تونل با زاویه ۴۵ درجه از زیر ساختمان) نه تنها همه ستون‌های دارای بیشینه نشست (از جمله C-4 و D-3) با افت در نیروی محوری مواجه گردیدند (شکل ۵-ب)) بلکه برخی از ستون‌های جبهه اولی (از جمله ستون‌های B-4 و C-3) هم بیش از یک سوم نیروی محوری فشاری خود را از دست دادند. در واقع در این سناریو به علت کم بودن فاصله افقی ستون‌های جبهه نخست از محور مرکزی تونل (کمی بیش از ۳ متر)، نشست تحمیلی حدود ۲۱۶ میلی‌متری وارد بر آنها تفاوت چندانی با بیشینه نشست ۲۳۰ میلی‌متری نداشته و در نتیجه افت نیروی محوری فشاری ناشی از نشست به آنها نیز تسری یافته است. در نقطه مقابل، نیروی محوری ستون گوشه E-4 با وجود داشتن نشست بزرگ حدود ۱۳۳ میلی‌متری، با رشد بیش از ۱۵۰ درصدی، به ۱۵۶۹ کیلو نیوتن

<sup>21</sup> Vierendeel action

رسید. از این رو زیاد یا کم بودن نشست سطحی در پای یک ستون سازه نمی تواند به تنهایی دلیلی بر کاهش یا افزایش نیروی محوری آن تلقی گردد.



شکل ۵: تغییرات نیروی محوری ستون های طبقه اول در طی اعمال سناریوهای مختلف نشست تفاضلی با بیشینه ۲۳۰ میلی متر

مطابق با شکل ۵- (ج)، در سناریوی S230-P با اعمال گام به گام نشست بیشینه به زیر ستون های قاب ماقبل آخر B، نیروی محوری فشاری ستون های مذکور ابتدا تا نشست تقریبی ۱۴۳ میلی متر کاهش یافت ولی در ادامه به صورت جزئی رشد نمود. به عنوان مثال نیروی محوری ستون B-1 از حدود ۱۰۰۰ کیلو نیوتن به ۵۵۶ کیلو نیوتن افت کرده ولی در نهایت به مقدار ۶۲۴ کیلو نیوتن بازگشت. ضمناً با کاهش

مداوم نیروی محوری ستون‌های قاب C و ثبوت نسبی نیروی محوری ستون‌های قاب D که به ترتیب در جبهه اول و دوم مقابله با نشست بیشینه قرار دارند، ستون‌های جبهه سوم قاب E نقش مهمی در باز توزیع بارها ایفا نمودند. به عنوان مثال نیروی محوری ستون E-4 با بیش از ۶۰ درصد افزایش به حدود ۹۹۲ کیلونیوتن رسید که در قیاس با سناریوی S90-P بسیار بزرگتر است. این تفاوت بیانگر تاثیر مهم شکل پروفیل و مقدار حداکثر نشست اعمالی آن بر رفتار قاب خمشی مورد بررسی است. همچنین رفتار سازه در حالت S230-Pd (شکل ۵-د)) با حالت S230-Md مشابهت دارد چرا که اندازه نیروی محوری ستون E-4 باز هم رشد چشمگیری را تجربه نموده و ستون‌های جبهه اول به مانند ستون‌های واقع بر روی محور تونل با افت نیروی محوری مواجه شده‌اند.

از آنجا که در سناریوهای S230-C و S230-Cd هیچ بخشی از سازه روی قسمت مقعر پروفیل نشست قرار ندارد تغییر مکان‌های رو به پایین اعمال شده به سازه به مراتب کوچکتر از ۴ سناریوی دیگر است. مطابق اشکال ۵-ه) و ۵-و) الگوی تغییر نیروهای محوری ستون‌های مختلف به ازای افزایش نشست تقریباً خطی بوده و نمودارهای مربوط به ستون‌های واقع بر نقطه عطف پروفیل نشست، دارای بیشترین شیب هستند. نکته دیگر آنکه افت نیروی محوری فشاری در ستون گوشه A-1 بسیار قابل توجه است. این افت شدید در سناریوی S230-C حدود ۷۰ درصد بوده و در سناریوی S230-Cd منجر به ایجاد نیروی محوری کششی ۲۳۶ کیلونیوتنی گردیده است. از این رو می‌توان دریافت که کوچک بودن متوسط نشست‌های پای ستون‌ها در یک سناریو، تضمینی برای غیرارتجاعی نشدن سازه نیست.

### ۳-۵- الگوی تشکیل و گسترش مفاصل پلاستیک

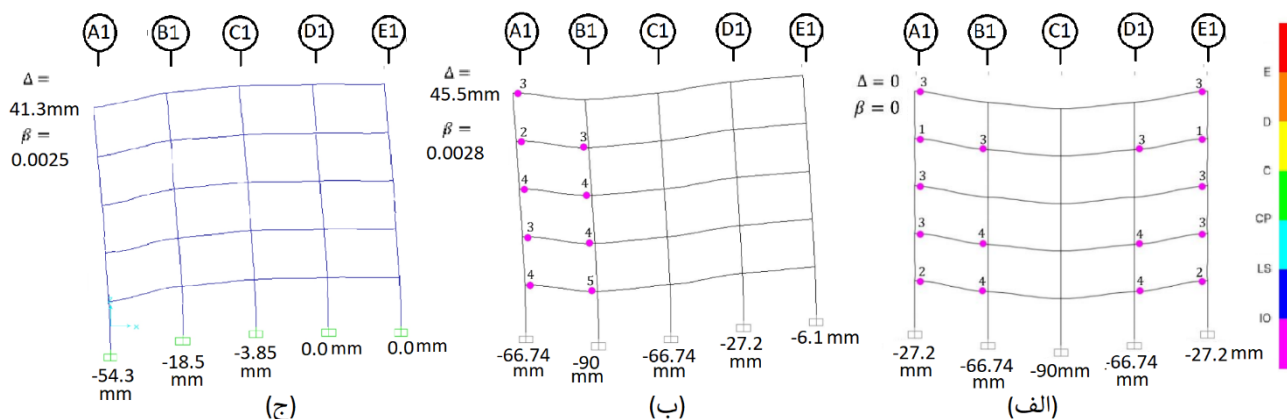
در این بخش به ارزیابی الگوی تشکیل مفاصل پلاستیک و چرخش کلی سازه در ۱۲ سناریوی مورد بررسی پرداخته شده است. به منظور ایجاد سهولت در مقایسه، نتایج حاصل از مدل‌های عددی در ۳ گروه کلی دسته‌بندی و ارائه گردیده است.

#### الف) سناریوهای دارای بیشینه نشست ۹۰ میلی‌متر

در میان سناریوهای متناظر با اعمال پروفیل نشست سطحی با بیشینه ۹۰ میلی‌متر، سناریوی S90-M با تشکیل ۶۰ مفصل پلاستیک بیشترین تعداد مفاصل را به خود اختصاص داد. همانطور که به عنوان مثال برای قاب ۱ سازه در شکل ۶-الف) نشان داده شده است مفاصل پلاستیک ابتدا در بخشهایی از تیرهای دهانه‌های انتهایی A-B و D-E واقع در طبقه چهارم و اول که به ستون خارجی متصل هستند تشکیل شدند. در ادامه مفاصل به سمت سایر طبقات و نیز انتهای متصل به ستون ماقبل آخر قابها گسترش یافت ولی دامنه آنها از محدوده دو دهانه مذکور فراتر نرفت. تمرکز رفتار غیرارتجاعی در این نواحی را می‌توان با وجود نشست تفاضلی قابل توجه (بیش از ۳۹ میلی‌متر) در پای ستون‌های جبهه اول و دوم مرتبط دانست چرا که حتی در محدوده نشست حداکثر (حوالی محور C) هم هیچ مفصلی شکل نگرفته است. ضمناً با توجه به حفظ تقارن هندسه و بارگذاری ساختمان، در این سناریو تغییر مکان جانبی و در نتیجه چرخش کلی قابل ملاحظه‌ای رخ نداد.

در سناریوی S90-P، مفاصل پلاستیک کمتری تشکیل شده و تنها بخشی از سازه که محدود به طرفین تیرهای واقع در دهانه‌های کناری A-B است درگیر شد. با وجود جابجایی جانبی بیش از ۴۵ میلی‌متری طبقه آخر، سطح عملکرد سازه به مانند سناریوی S90-M، همچنان در محدوده سطح خدمت رسانی بی‌وقفه (O22) باقی ماند (شکل ۶-ب)).

با وجود ایجاد حالت طره‌ای در قاب‌های عمود بر محور تونل در سناریوی S90-C، هیچ مفصل پلاستیکی حتی در پایان اعمال نشست به سازه تشکیل نگردید (شکل ۶-ج)). ضمن اینکه کوچکتر بودن چرخش ساختمان از مقدار حداکثر چرخش مجاز ۰.۰۰۳۳ ذکر شده در مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان [۲۹] بیانگر فاصله سازه با آستانه ایجاد ترک غیرسازه‌ای بود. با این وجود، نشست غیریکنواخت رخ داده در این سناریو، حتی از سناریوی S90-P بیشتر بوده و اندکی نیز از حد مجاز ۳۵ میلی‌متری (برای قاب بتنی واقع بر خاک رسی) فراتر رفته است.

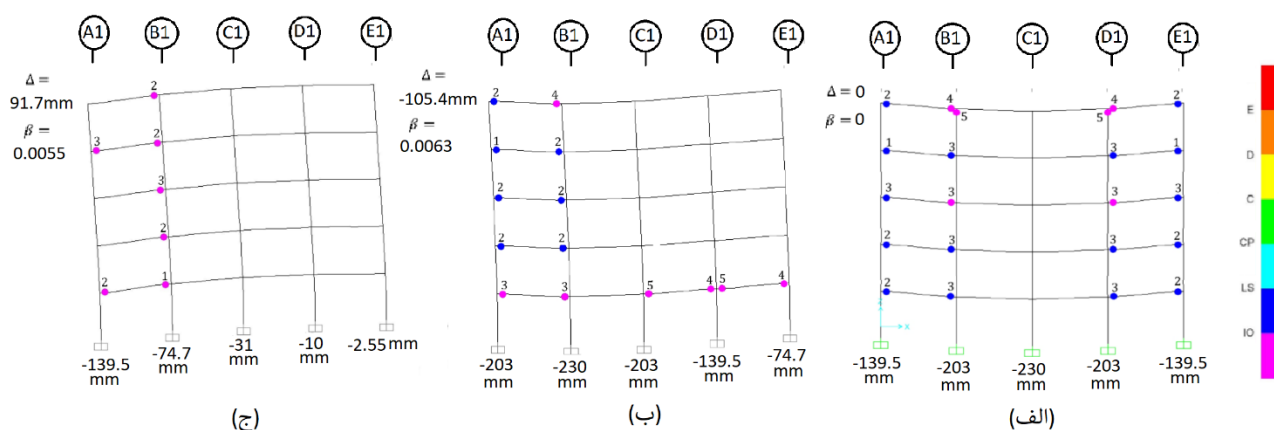


شکل ۶: ترتیب تشکیل مفاصل پلاستیک، تغییر مکان جانبی طبقه آخر و چرخش کلی سازه در قاب ۱ در انتهای سناریوی: (الف) S90-M (ب) S90-P (ج) S90-C

در ۳ سناریوی دیگر شامل S90-Md، S90-Pd و S90-Cd که بیانگر عبور مورب تونل از زیر پلان ساختمان هستند، سازه همواره با چرخش‌های کلی مواجه شده که در قیاس با چرخش حاصل از سناریوی S90-P کوچکتر هستند. ضمناً اگرچه تفاوتی در سطوح عملکرد سازه با حالات متناظری که محور تونل در امتداد قاب‌های ساختمان بوده است مشاهده نگردید اما در مجموع تعداد مفاصل شکل گرفته کاهش یافت بطوریکه به عنوان مثال در سناریوی S90-Md فقط ۲۵ مفصل پلاستیک تشکیل شد.

### (ب) سناریوهای عبور محور تونل به موازات قاب‌ها و با بیشینه نشست ۲۳۰ میلیمتر

بطور کلی در صورت ثبوت موقعیت و زاویه پلان سازه نسبت به پروفیل نشست، اعمال بیشینه نشست ۲۳۰ میلیمتری، المان‌های بیشتری را وارد ناحیه غیرارتجاعی نمود (در قیاس با حالات دارای نشست ۹۰ میلیمتری). مطابق شکل ۷-الف)، در سناریوی S230-M ترتیب و الگوی توسعه تشکیل مفاصل پلاستیک ابتدا بصورت تقریباً مشابه با سناریوی S90-M پیش رفته و موجب غیرخطی شدن تیرهای آخرین دهانه هر یک از قاب‌های عمود بر محور تونل در محل اتصال به ستون‌های خارجی گشته است. با این وجود، با افزایش مقادیر نشست، ضمن افزایش دوران مفاصل موجود، مفاصل جدیدی شکل گرفته و سطح عملکرد سازه تنزل نمود (مجموعاً ۹۲ مفصل). همچنین ارتجاعی ماندن سازه در مجاورت ستون C1 نشان داد که تضمینی بر تشکیل مفاصل پلاستیک در نواحی نزدیک به نشست بیشینه وجود ندارد.



شکل ۷: ترتیب تشکیل مفاصل پلاستیک، تغییر مکان جانبی طبقه آخر و چرخش کلی سازه در قاب ۱ در انتهای سناریوی: (الف) S230-M (ب) S230-P (ج) S230-C

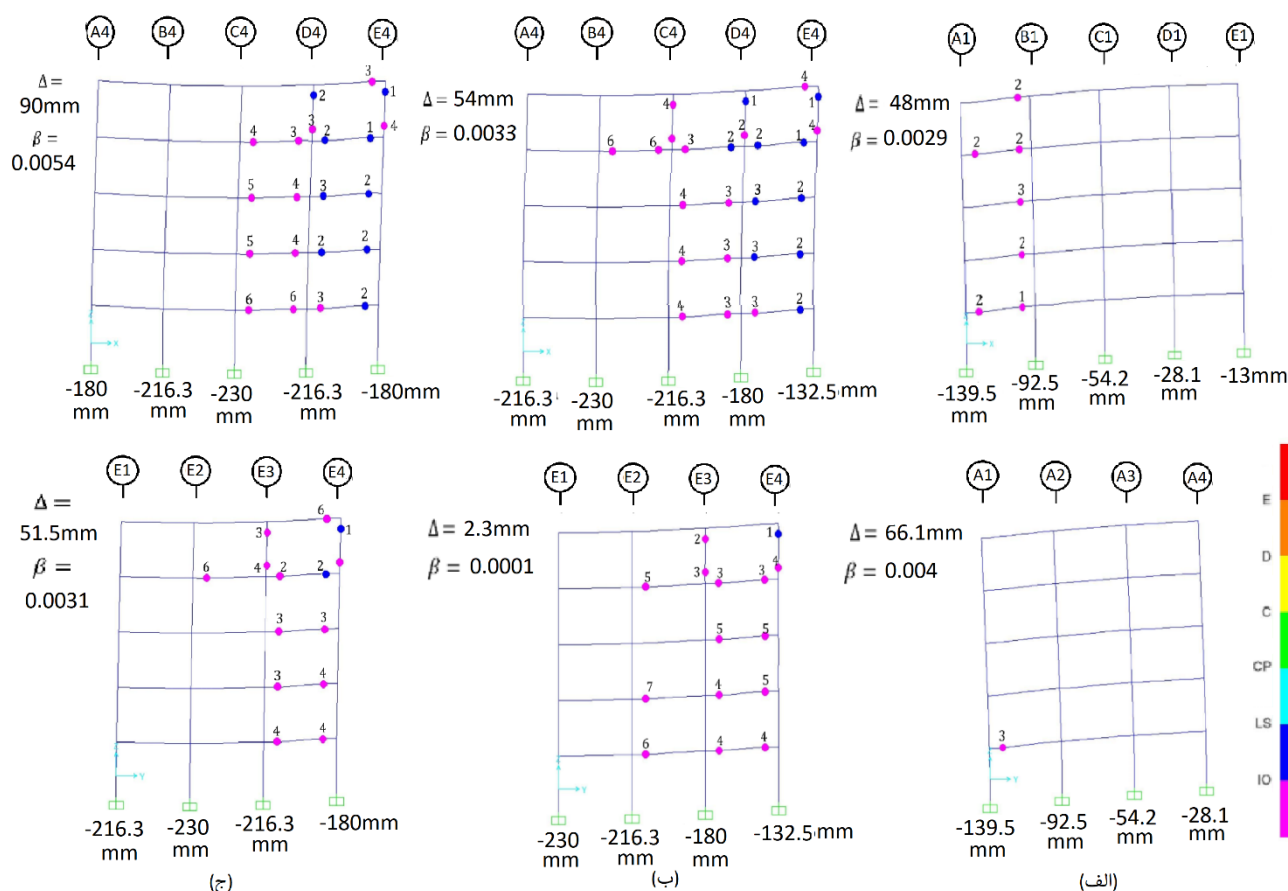
بررسی مفاصل پلاستیک توسعه یافته در سناریوی S230-P (شکل ۷-ب)) بیان داشت که به رغم تشابه بین سطوح عملکرد، الگوی توسعه مفاصل با حالت S230-M دارای تفاوت است در واقع با افزایش نشست اعمالی در سناریوی S230-P، مفاصل پلاستیک جدیدی در دو انتهای اکثر تیرهای طبقه اول که جزئی از قاب‌های عمود بر محور تونل هستند شکل گرفت. از طرفی مطابق با خروجی مدل عددی، سطح عملکرد سازه در محدوده استفاده بی‌وقفه ( $IO^{23}$ ) بوده است حال آنکه با برهم خوردن تقارن تغییرشکل‌ها، چرخش کلی سازه در پایان سناریوی مذکور به ۰.۰۰۶۳ رسیده است که به مقدار معرفی شده ۰.۰۰۶۷ در مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان (به عنوان حداکثر چرخش مجاز متناظر با حد خرابی اسکلت) نزدیک بود. همچنین نشست تفاضلی موجود بین دو ستون C1 و DI بیش از ۶۳ میلیمتر و بسیار بزرگتر از مقدار مجاز نشست غیریکنواخت (۳۵ میلیمتر برای قاب بتنی واقع بر خاک رسی) بوده است. از این رو می‌توان نتیجه گرفت که سازه مورد بررسی به رغم مواجهه با یک نشست غیریکنواخت بسیار بزرگتر از حد مجاز آیین‌نامه‌ای، حد خرابی اسکلت را ارضا نموده است.

همانگونه که در شکل ۷-ج) دیده می‌شود اعمال سناریوی S230-C دو اثر عمده بر سازه برج‌گذاشته است. اولاً چرخش بزرگی به سازه تحمیل نموده است. ثانیاً در انتهای دورتر همه تیرهای دهانه AB از موضع با نشست حداکثر سازه، مفصل پلاستیک ایجاد نموده است. شایان توجه است که به رغم بزرگ بودن نشست تفاضلی در دهانه مذکور، مفصل‌های محدودی (به ازای لنگر مثبت) در انتهای دیگر آن تشکیل شده‌اند. نکته دیگر آنکه، الگوی مفاصل خمیری در هر دو شکال ۶ و ۷ نشان داد که رفتار غیرارتجاعی در وهله نخست عموماً در انتهای تیرهای پل‌زننده بر روی دو ستون مجاوری که دارای بیشترین نشست تفاضلی بودند آغاز گردیده و در ادامه در ارتفاع سازه توسعه یافت. با این وجود، رفتار سازه در حالت S230-P اثبات نمود که برای پیش‌بینی محدوده غیرارتجاعی باید با احتیاط عمل نمود چرا که مفاصل پلاستیک نه تنها در داخل طبقه اول سازه گسترش یافتند بلکه برخی از نواحی واقع در نزدیکی نشست بیشینه یا نشست تفاضلی حداکثر نیز از ناحیه ارتجاعی خارج نگردیدند.

### ج) سناریوهای عبور مورب محور تونل نسبت به امتداد قاب‌های سازه و با بیشینه نشست ۲۳۰ میلیمتر

در شکل ۸ ترتیب تشکیل مفاصل پلاستیک، تغییر مکان جانبی و چرخش کلی سازه در دو قاب متعامد سازه در انتهای سناریوهای عبور مورب محور تونل با زاویه بیشینه نشست ۲۳۰ میلیمتر در پروفیل نشست اعمالی آورده شده است. همانطور که مشاهده می‌شود مفاصل پلاستیک همواره در قاب‌های هر دو امتداد تشکیل گردیده است. با این حال، قاب‌های راستای طولی سازه که دارای تعداد دهانه بیشتری هستند با داشتن جابجایی جانبی بیشتر، از لحاظ تعداد مفاصل و دوران ایجاد شده در آنها، وضعیت بحرانی‌تری پیدا کرده‌اند. همچنین کمتر بودن تعداد مفاصل پلاستیک تشکیل شده در سناریوی S230-Cd نسبت به دو سناریوی S90-M و S90-P نشان می‌دهد که تغییر در جانمایی پلان سازه روی پروفیل نشست سطحی ممکن است حتی در قیاس با افزایش بیشینه نشست، تاثیر بیشتری در غیرارتجاعی نمودن سازه برج‌گذاشته دارد. همچنین مقایسه شکل ۷ با ۸ نشان داد که سطح عملکرد کلی سازه در سناریوهای مورب (عبور محور تونل با زاویه ۴۵ درجه نسبت به قاب‌های سازه) با حالات متناظری که در آنها محور تونل با قاب‌ها همراستا است تفاوتی نداشته است.

<sup>23</sup> Immediate Occupancy



شکل ۸: ترتیب تشکیل مفاصل پلاستیک، تغییر مکان جانبی طبقه آخر و چرخش کلی سازه در دو قاب متعامد سازه در انتهای سناریوی: (الف) S230-Cd (ب) S230- Pd (ج) S230-Md (د) S230- Pd

## ۶- نتیجه گیری

در این مطالعه رفتار یک ساختمان مسکونی ۵ طبقه با سیستم باربر جانبی قاب خمشی بتن آرمه مواجه با الگوی پروفیل‌های نشست سطحی ناشی از حفر تونل مورد ارزیابی قرار داده شد. بدین منظور با تعریف و اعمال مجموعاً ۱۲ سناریوی متناظر با لحاظ نمودن دو نمونه پروفیل نشست سطحی (با حداکثر نشست ۹۰ یا ۲۳۰ میلی‌متر)، ۳ محل عبور محور تونل از زیر پلان سازه (گذرنده از زیر قاب میانی، عبور از زیر قاب ما قبل آخر و یا گذرنده با فاصله مشخصی از کنار پلان سازه) و دو زاویه صفر یا ۴۵ درجه بین محور تونل و محورهای اصلی سازه، نتایج ذیل در رابطه با الگوی بازتوزیع بار و تشکیل مفاصل پلاستیک در سازه به دست آمد:

- بطور کلی پروفیل با بیشینه نشست بزرگتر، تغییرات گسترده‌تری در نیروی محوری ستون‌ها ایجاد نموده و المان‌های بیشتری را وارد ناحیه غیرارتجاعی کرد. با این حال، موقعیت قرارگیری پلان سازه نسبت به پروفیل نشست نیز اثرات چشمگیری در بازتوزیع نیروهای داخلی برجا گذاشت.
- اگرچه ستون‌های مواجه با بیشترین نشست، در کلیه سناریوها همواره با افت قابل ملاحظه‌ای در نیروی محوری فشاری خود مواجه شدند اما زیاد یا کم بودن نشست سطحی در پای سایر ستون‌های سازه نمی‌تواند به تنهایی دلیلی بر کاهش یا افزایش نیروی محوری آنها تلقی گردد. ضمناً بازتوزیع نیروی محوری ستون‌ها تنها به جبهه اول (ستون‌های با کمترین فاصله افقی نسبت به ستون‌های با نشست بیشینه) محدود نشده و سهم عمده‌ای از آن نیز به ستون‌های جبهه‌های بعدی انتقال یافت.

- در اکثر سناریوها به علت سطح باربر بزرگ ستون‌های کناری و میانی (واقع بر محور تونل) هیچ گونه کششی در ستون‌ها اتفاق نیفتاد. با این حال، با قرارگیری پلان سازه در ناحیه محدب پروفیل نشست، نیروی محوری ستون واقع در گوشه سازه (روی نقطه عطف پروفیل) از فشار به کشش تبدیل شد. این رو می‌توان دریافت که کوچک بودن متوسط نشست‌های پای ستون‌ها در یک سناریو، تضمینی برای غیرارتجاعی نشدن سازه نبوده است.
- ارزیابی الگوی مفاصل خمیری در حالات عبور تونل به موازات محورهای اصلی سازه نشان داد که رفتار غیرارتجاعی در وهله نخست عموماً در انتهای تیرهای پل‌زننده بر روی دو ستون مجاور است که دارای بیشترین نشست تفاضلی بودند آغاز گردیده و در ادامه در ارتفاع سازه توسعه یافت. با این حال در برخی از سناریوها، مفاصل پلاستیک در داخل طبقه اول گسترش یافتند و یا حتی نواحی نزدیک به نشست بیشینه کماکان ارتجاعی باقی ماندند.
- در طی کلیه سناریوهای مورد بررسی حتی با گذر از نشست غیریکنواخت مجاز ذکر شده در مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان، سازه همواره سطح عملکرد IO را تامین نمود. اگرچه در حالت عبور تونل از زیر قاب میانی سازه و به موازات آن بیشترین تعداد مفاصل پلاستیک تشکیل گردید اما هنگامیکه عبور تونل تقارن تغییرشکل سازه را بر هم زد، چرخش‌های کلی قابل ملاحظه‌ای در سازه ایجاد شد.

## مراجع

- [1] Sasani, M., Bazan, M., & Sagioglu, S. (2007). Experimental and analytical progressive collapse evaluation of actual reinforced concrete structure. *ACI Structural Journal*, 104(6), 731.
- [2] Qian, K., Li, B., & Ma, J. X. (2015). Load-carrying mechanism to resist progressive collapse of RC buildings. *Journal of Structural Engineering*, 141(2), 04014107.
- [3] Hou, J., & Song, L. (2016). Progressive collapse resistance of RC frames under a side column removal scenario: The mechanism explained. *International Journal of Concrete Structures and Materials*, 10, 237-247.
- [4] Arezoomand, M., Pachenari, A. (2021). Load redistribution pattern in a RC moment frame due to excavation-induced 3D ground surface settlement profiles. *Journal of Structural and Construction Engineering*, 8(10), 5-22.
- [5] Lin, L., Hanna, A., Sinha, A., and Tirca, L. (2015). Structural response to differential settlements of its foundations, *Journal of Civil Engineering Reserach*, 5(3): 55-69.
- [6] Hakam, A., Ismail, F. A., Al Jauhari, Z., & Chairani, C. (2024). Evaluation of an RC frame building exposed to differential settlement in Padang city, Indonesia. *GEOMATE Journal*, 27(123), 125-132.
- [7] Chen, W., & Hanna, A. (2023). Experimental investigation on structural response of multi-story buildings subjected to differential settlement of its foundations. *International Journal of Structural Integrity*, 14(2), 204-228.
- [8] Fayed, S., Mansour, W., & Farhan, M. H. (2022). Using surveying instruments in monitoring 3D deformations of RC structure subjected to differential settlement of its footings. *Arabian Journal for Science and Engineering*, 47(4), 5315-5336.
- [9] Lin, L., Hanna, A., Sinha, A., & Tirca, L. (2017). High-rise building subjected to excessive settlement of its foundation: a case study. *International Journal of Structural Integrity*, 8(2), 210-221.
- [10] El Naggar, A., Youssef, M. A., El Naggar, H., & El Ansary, A. M. (2021, May). Differential settlement effect on RC framed structures. In: *Canadian Society of Civil Engineering Annual Conference*. Singapore: Springer Nature Singapore, 683-694.
- [11] Pachenari, A., Pirayande, E., Pachenari, Z. (2019). Influence of increasing differential settlement under columns on a RC frame response considering different support conditions. *Journal of Structural and Construction Engineering*, 6(Special Issue 1), 173-186.
- [12] Camós, C., Molins, C., & Arnau, O. (2014). Case study of damage on masonry buildings produced by tunneling induced settlements. *International Journal of Architectural Heritage*, 8(4), 602-625.
- [13] Houlby, G. T., Burd, H. J., & Augarde, C. E. (1999). Analysis of tunnel-induced settlement damage to surface structures. In: *Proceedings of the 12th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Delft: The Netherlands Society of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 147-152.
- [14] Castaldo, P., & De Iuliis, M. (2014). Effects of deep excavation on seismic vulnerability of existing reinforced concrete framed structures. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 64, 102-112.
- [15] Boldini, D., Losacco, N., Bertolin, S., & Amorosi, A. (2018). Finite element modelling of tunnelling-induced displacements on framed structures. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 80, 222-231.
- [16] Yang, H., Shi, H., Jiang, X., Liu, C., & Yu, L. (2021). Study on Influence of Construction Process of Double-Line Shield Tunnels on Frame Structure. *Geotechnical and Geological Engineering*, 39(2), 1465-1484.

- [17] National Building Regulations (2020). *Design and Implement of Reinforced Concrete Buildings*. Tehran: Ministry of Rood & Urban Development (in Persian).
- [18] National Building Regulations (2020). *Loads on buildings*. Tehran: Ministry of Rood & Urban Development (in Persian).
- [19] Building and Housing Research Center (2014). *Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings. Standard No. 2800, 4th edition*. Tehran: BHRC.
- [20] Peck, B. B. (1969). Deep excavation and tunnelling in soft ground, State of the art volume. In: *7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Mexico City, Sociedad Mexicana de Mecanica, 225-290.
- [21] Son, M., & Cording, E. J. (2011). Responses of buildings with different structural types to excavation-induced ground settlements. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 137(4), 323-333.
- [22] Hasanpour, R., Chakeri, H., Ozcelik, Y., & Denek, H. (2012). Evaluation of surface settlements in the Istanbul metro in terms of analytical, numerical and direct measurements. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 71, 499-510.
- [23] JAME BEHRO CONSULTING ENGINEERS Co (2025). *Weekly report of Tehran Metro Line 10 instrumentation- Issue 9: First week of Bahman 1403*. Tehran. Tehran Urban & Suburban Railway Operation Co, 1-18.
- [24] Darabi, A., Ahangari, K., Noorzad, A., & Arab, A. (2012). Subsidence estimation utilizing various approaches—A case study: Tehran No. 3 subway line. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 31, 117-127.
- [25] Ocak, I. (2008). Control of surface settlements with umbrella arch method in second stage excavations of Istanbul Metro. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 23(6), 674-681.
- [26] Yi, W. J., He, Q. F., Xiao, Y., & Kunnath, S. K. (2008). Experimental study on progressive collapse-resistant behavior of reinforced concrete frame structures. *ACI Structural Journal*, 105(4), 433-439.
- [27] SAP2000®, Version 19.2.2 “Linear and Nonlinear Static and Dynamic Analysis and Design of Three-Dimensional Structures,” Computers and Structures Inc., Berkeley, CA, 2017.
- [28] FEMA 356, F. E. (2000). *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*. Federal Emergency Management Agency: Washington, DC, USA.
- [29] National Building Regulations (2021). *Geotechnics and foundation engineering*. Tehran: Ministry of Rood & Urban Development (in Persian).

### پیوست الف: اندازه نشست اعمالی به زیر هر یک از ستون‌های سازه

با توجه به پروفیل‌های نشست انتخاب شده، اندازه نشست اعمالی به زیر هر یک از ستون‌های سازه در سناریوهای ۱۲ گانه متناظر با عبور تونل از موقعیت‌های مختلف در جدول الف-۱ ارائه شده است.

جدول الف-۱: اندازه نشست اعمالی به زیر هر یک از ستون‌های سازه متناظر در سناریوهای مختلف به میلیمتر

ستون	سناریو											
	S230-CD	S230-PD	S230-MD	S230-C	S230-P	S230-M	S90-CD	S90-PD	S90-MD	S90-C	S90-P	S90-M
A-1	۱۳۹/۵	۸۶/۳	۵۰	۱۳۹/۵	۲۰۳	۱۳۹/۵	۵۴/۳	۸/۶	۲۳	۵۴/۳	۶۶/۷	۲۷/۲
A-2	۹۲/۵	۱۳۲/۵	۸۶/۳	۱۳۹/۵	۲۰۳	۱۳۹/۵	۲۷/۲	۲۴	۸/۶	۵۴/۳	۶۶/۷	۲۷/۲
A-3	۵۴/۲	۱۸۰	۱۳۲/۵	۱۳۹/۵	۲۰۳	۱۳۹/۵	۱۰/۱	۵۰	۲۴	۵۴/۳	۶۶/۷	۲۷/۲
A-4	۲۸/۱	۲۱۶/۳	۱۸۰	۱۳۹/۵	۲۰۳	۱۳۹/۵	۲/۸	۷۷/۷	۵۰	۵۴/۳	۶۶/۷	۲۷/۲
B-1	۹۲/۵	۱۳۲/۵	۸۶/۳	۷۴/۷	۲۳۰	۲۰۳	۲۷/۲	۲۴	۸/۶	۱۸/۵	۹۰	۶۶/۷
B-2	۵۴/۲	۱۸۰	۱۳۲/۵	۷۴/۷	۲۳۰	۲۰۳	۱۰/۱	۵۰	۲۴	۱۸/۵	۹۰	۶۶/۷
B-3	۲۸/۱	۲۱۶/۳	۱۸۰	۷۴/۷	۲۳۰	۲۰۳	۲/۸	۷۷/۷	۵۰	۱۸/۵	۹۰	۶۶/۷
B-4	۱۳	۲۳۰	۲۱۶/۳	۷۴/۷	۲۳۰	۲۰۳	۰	۹۰	۷۷/۷	۱۸/۵	۹۰	۶۶/۷
C-1	۵۴/۲	۱۸۰	۱۳۲/۵	۳۱	۲۰۳	۲۳۰	۱۰/۱	۵۰	۲۴	۳/۵	۶۶/۷	۹۰
C-2	۲۸/۱	۲۱۶/۳	۱۸۰	۳۱	۲۰۳	۲۳۰	۲/۸	۷۷/۷	۵۰	۳/۵	۶۶/۷	۹۰
C-3	۱۳	۲۳۰	۲۱۶/۳	۳۱	۲۰۳	۲۳۰	۰	۹۰	۷۷/۷	۳/۵	۶۶/۷	۹۰
C-4	۵/۲	۲۱۶/۳	۲۳۰	۳۱	۲۰۳	۲۳۰	۰	۷۷/۷	۹۰	۳/۵	۶۶/۷	۹۰
D-1	۲۸/۱	۲۱۶/۳	۱۸۰	۱۰	۱۳۹/۵	۲۰۳	۲/۸	۷۷/۷	۵۰	۰	۲۷/۲	۶۶/۷
D-2	۱۳	۲۳۰	۲۱۶/۳	۱۰	۱۳۹/۵	۲۰۳	۰	۹۰	۷۷/۷	۰	۲۷/۲	۶۶/۷
D-3	۵/۲	۲۱۶/۳	۲۳۰	۱۰	۱۳۹/۵	۲۰۳	۰	۷۷/۷	۹۰	۰	۲۷/۲	۶۶/۷
D-4	۰	۱۸۰	۲۱۶/۳	۱۰	۱۳۹/۵	۲۰۳	۰	۵۰	۷۷/۷	۰	۲۷/۲	۶۶/۷
E-1	۱۳	۲۳۰	۲۱۶/۳	۲/۶	۷۴/۷	۱۳۹/۵	۰	۹۰	۷۷/۷	۰	۶/۱	۲۷/۲
E-2	۵/۲	۲۱۶/۳	۲۳۰	۲/۶	۷۴/۷	۱۳۹/۵	۰	۷۷/۷	۹۰	۰	۶/۱	۲۷/۲
E-3	۰	۱۸۰	۲۱۶/۳	۲/۶	۷۴/۷	۱۳۹/۵	۰	۵۰	۷۷/۷	۰	۶/۱	۲۷/۲
E-4	۰	۱۳۲/۵	۱۸۰	۲/۶	۷۴/۷	۱۳۹/۵	۰	۲۴	۵۰	۰	۶/۱	۲۷/۲