

Load redistribution pattern in RC moment frames due to excavation-induced 3D ground surface settlement profiles

Mahdi Arezoomand¹, Alireza Pachenari^{2*}

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

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

ABSTRACT

Following abnormal events, identification of load redistribution pattern in the load-bearing elements is an important issue in the field of structural engineering. As a possible event, one can imply to initiation of excavation-induced large differential settlements under the columns of common reinforced concrete (RC) moment frames. A large portion of existing literature have studied the effect of single-column settlement scenarios or tunnel-induced ground movements on 2D frames, however. Using two series of real ground surface settlement profiles (called medium and large) representing deep excavation adjacent to the construction site, 8 analysis cases were defined to gradually impose differential settlements under the columns in this paper. Apart from different 3D settlement profiles, the structure was assumed to be located on the corner or center of excavation edge, and two directions were also considered for the building plan. Based on the findings of the numerical models, the axial compressive force significantly decreased in a series of highly settled columns. Also the columns which were relatively far from the location of maximum settlement made key contribution to redistribution of loads. Moreover, a large number of columns experienced tensile axial forces in some of the cases with larger surface settlement imposed. The change in the direction of beam flexural moments in conjunction with some columns (not limited to the column having the largest settlement) shed light on possibility of damage in an extensive area of the building plan.

ARTICLE INFO

Receive Date: 23 November 2020

Revise Date: 12 March 2021

Accept Date: 07 April 2021

Keywords:

Excavation
3d Settlement Profile
Redistribution of Loads
Concrete Moment Frame
Inelastic Behavior
Fiber Element Model

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: <https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2021.258270.2297>

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

الگوی بازتوزیع بارها در قاب خمشی بتن آرمه در اثر اعمال پروفیل‌های نشست سه بعدی ناشی از گودبرداری

مهدي آرزومندا، عليرضا پاچناری*

۱ دانشجوی کارشناسی ارشد مهندسی سازه، دانشکده مهندسی، دانشگاه کاشان، کاشان، ایران

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

چکیده

یکی از مسائل مهم در حیطه مهندسی سازه، شناخت الگوی بازتوزیع نیروهای داخلی در اجزای باربر ساختمان پس از مواجهه با حوادث نامعمول است. از جمله این وقایع می‌توان به بروز نشست‌های تفاضلی ناشی از گودبرداری در مجاورت قاب‌های خمشی بتنی متداول در نواحی شهری اشاره نمود. با این وجود، بخش عمده‌ای از پژوهش‌های موجود صرفاً به بررسی نشست در زیر یک ستون پرداخته و یا بر اثرات پروفیل‌های مربوط به عبور تونل‌های شهری بر روی قاب‌های دو بعدی تمرکز نموده‌اند. در این مقاله، با استفاده از دو سری پروفیل نشست واقعی متناظر با انجام گودبرداری عمیق (با نام‌های متوسط و بزرگ) و تعریف ۸ حالت مختلف تحلیلی، مقادیر نشست تفاضلی به صورت گام به گام در زیر هر یک از ستون‌ها اعمال شدند. بدین منظور، علاوه بر پروفیل‌های نشست ۳ بعدی انتخابی، برای موقعیت قرارگیری سازه نسبت به لبه گود دو وضعیت (در گوشه یا بر روی محور تقارن) و برای راستای پلان ساختمان نیز دو حالت در نظر گرفته شد. بر پایه یافته‌های مدل‌های عددی، همزمان با کاهش شدید نیروی محوری فشاری در مجموعه‌ای از ستون‌های با نشست زیاد، ستون‌های غیرمجاور و غیر هم محور با ستون دارای حداکثر نشست نیز نقش قابل ملاحظه‌ای در بازتوزیع بارها ایفا نمودند. علاوه بر این، تحمیل پروفیل نشست بزرگ در برخی از حالات به ایجاد کشش در تعداد زیادی از ستون‌ها منجر گردید. همچنین تغییر علامت لنگر خمشی تیرها در حداقل یکی از وجوه محل اتصال به ستون دارای نشست حداکثر و نیز در مجاورت سایر ستون‌های سازه، احتمال بروز آسیب در محدوده وسیعی از پلان را آشکار ساختند.

کلمات کلیدی: گودبرداری، پروفیل نشست ۳ بعدی، بازتوزیع بار، قاب خمشی بتنی، رفتار غیرارتجاعی، مدل المان فایبر.

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2021.258270.2297	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	10.22065/jsce.2021.258270.2297	۱۴۰۰/۱۰/۳۰	۱۴۰۰/۰۱/۱۸	۱۴۰۰/۰۱/۱۸	۱۳۹۹/۱۲/۲۲	۱۳۹۹/۰۹/۰۳
				*نویسنده مسئول:		
				علیرضا پاچناری		
				pachenaria@kashanu.ac.ir		
				پست الکترونیکی:		

۱- مقدمه

تحقیقات زیادی در زمینه نحوه انتقال بارها پس از حذف یک یا چند ستون از سازه صورت گرفته و مشخص شده که چنانچه سازه قادر به حفظ پایداری خود باشد، بار تحمل شده توسط ستون محذوف عمدتاً به کمک تیرهای پل زننده بر روی آن در بین اعضای باربر قائم مجاور بازتوزیع می‌گردد [۱-۲]. با این حال پژوهش‌های موجود در مورد نحوه رفتار و بازتوزیع بار در المان‌های قاب خمشی در مواجهه با نشست‌های تفاضلی قابل توجه فنداسیون محدود به ارزیابی قاب‌های دو بعدی در اثر عبور تونل‌های شهری است [۳-۵]. اگرچه این نشست‌ها ممکن است در اثر عوامل دیگری از قبیل تغییر خواص خاک در نقاط مختلف، وجود خاک دستی و یا چاه در زیر سازه و عبور تونل‌های شهری ایجاد گردند [۶] اما بروز آسیب‌های جدی در اثر انجام گودبرداری عمیق در مجاورت سازه خصوصاً در نواحی پر تراکم بیش از سایر عوامل خودنمایی می‌کند [۷-۸]. از آنجا که قاب‌های خمشی بتنی بخش زیادی از سازه‌های متداول شهری را تشکیل داده و اغلب جزئیات خاص به کار رفته برای دیوارهای پرکننده مانع از تاثیر کامل آنها در پدیده نشست تفاضلی می‌شود، بررسی رفتار قاب‌های خمشی باز در برابر تغییر مکان قائم تکیه‌گاه‌ها از اهمیت خاصی برخوردار است [۹].

مسئله نشست موضعی در زیر یکی از ستون‌های سازه تاکنون مورد توجه محققین بسیاری بوده است. از جمله مطالعات عددی می‌توان پژوهش آگراوال و هورا [۱۰] را ذکر کرد که به برآورد ساده‌ای از تغییرات در نیروهای داخلی سازه در اثر نشست تفاضلی بسیار کوچک پرداخته است. لهری و گارگ [۱۱] نیز با استفاده از تحلیل الاستیک یک قاب پرتال بتنی مرجع، اثر پارامترهای سختی تیرها و ستون‌ها، تعداد دهانه و طبقات بر نیروهای داخلی ناشی از نشست تفاضلی به میزان ۱۰ میلی متر را بررسی و گزارش کرده‌اند. در پژوهش لین و همکاران [۱۲] یک سازه بتنی قاب خمشی ۱۰ طبقه تحت اثر نشست تفاضلی ۲۵ میلی متری در موقعیت‌های مختلف گوشه، کنار و میانی به صورت جداگانه پرداخته شده و با وجود تغییرات قابل ملاحظه در الگوی نیروهای داخلی دهانه‌های مجاور محل اعمال نشست، هیچ‌گونه رفتار غیرالاستیکی مشاهده نشد. نظر به احتمال بودن بروز نشست‌های بسیار بزرگتر، لین [۱۳] نشست نهایی قابل توجه ۷۵ میلی‌متری را به زیر یک ستون میانی از یک قاب خمشی بتن آرمه اعمال نموده و نشان داد که اولین مفصل پلاستیک در تیر طبقه اول به ازای نشست ۳۹ میلی‌متری شکل گرفته و رفتار غیرارتجاعی با افزایش نشست‌ها گسترش می‌یابد. در پژوهشی دیگر، پاچناری و همکاران [۱۴] با استفاده از تحلیل غیرخطی به ارزیابی اثر اعمال تدریجی نشست تفاضلی در زیر یک ستون در موقعیت‌های مختلف گوشه، کناری و میانی پلان پرداخته و با پایش بازتوزیع گام به گام نیروهای محوری در بین ستون‌های طبقه اول سازه دریافتند که با اعمال نشست به یک ستون، سهم نیروی محوری فشاری آن عمدتاً در بین ستون‌های مجاور که با ستون مذکور در یک قاب قرار دارند و نشست چندانی را متحمل نمی‌شوند توزیع می‌گردد. یافته‌های ایشان همچنین نشان داد که لنگر خمشی تیرهای پل زننده بر روی تک ستون مواجه با نشست، در محل اتصال با آن، نهایتاً با تغییر علامت مواجه شده و تیرها در معرض ترک‌خوردگی قرار می‌گیرند. از جمله کامل‌ترین مطالعات آزمایشگاهی در حیطه اعمال نشست به زیر یک ستون می‌توان به پژوهش یی و همکاران [۱۵] اشاره نمود. ایشان در بخشی از تحقیق مذکور، با ساخت یک مدل مقیاس شده از یک قاب ۲ بعدی، تغییرات نیروی محوری ایجاد شده در ستون میانی طبقه اول آن را بر حسب خیز حداکثر اندازه گیری شده ارائه نمودند. رن و یان [۱۶] نیز از یک قاب بتنی مسلح یک طبقه که در واقع بخش مقیاس شده‌ای از یک سازه چهار طبقه بود برای بررسی اثرات نشست تفاضلی در زیر ستون‌هایی در موقعیت‌های گوشه و کناری پلان سازه استفاده کردند.

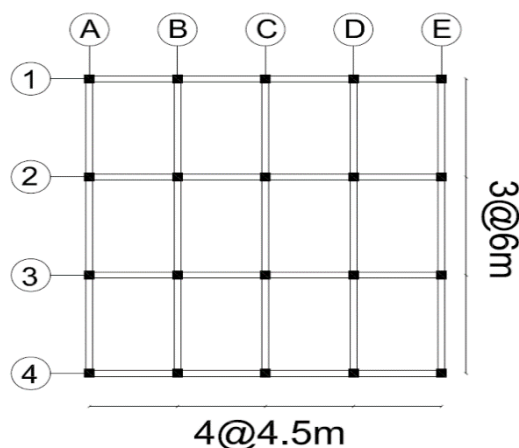
نخستین تلاش معتبر برای ارائه روابط تجربی جهت تخمین الگوی نشست زمین مجاور گودبرداری توسط اوو و همکاران [۱۷] با تکیه بر داده‌های میدانی مربوط به ۱۰ مورد گودبرداری واقعی صورت پذیرفت. چندی بعد، سیه و اوو [۱۸] روابطی نسبتاً جامع و در عین حال ساده برای تعیین پروفیل دو بعدی نشست سطح زمین در امتداد خط گذرنده از محور تقارن گود ارائه نمودند. پروفیل ۳ خطی حاصله، نواحی تا فاصله تقریبی دو برابر عمق گودبرداری از لبه گود را تحت بیشترین تغییر شکل‌ها معرفی می‌نماید. مطالعات کانگ و همکاران [۱۹] بر پایه داده‌های ثبت شده تعدادی از موارد گودبرداری واقعی، روابط سیه و اوو را تایید و پیشنهادهایی برای افزایش دقت آن مطرح نمود. البته این روابط نیز برای دستیابی به پروفیل نشست با دقت مناسب نیازمند تخمین مناسبی از نشست حداکثر زمین بودند تا اینکه در یک پژوهش جامع دیگر توسط کانگ و همکاران [۲۰] با تحلیل ۱۴۴ مورد گودبرداری فرضی و ۳۱ مورد گودبرداری ثبت شده، مدلی نیمه

تجربی تحت عنوان KJHH برای ارزیابی حداکثر تغییرشکل دیوار، حداکثر نشست زمین و پروفیل نشست به دلیل گودبرداری پیشنهاد گردید. با افزودن تاثیر گوشه گود بر شکل پروفیل نشست تفاضلی توسط فاینو و همکاران [۲۱] زمینه برای ترسیم پروفیل‌های نشست ۳ بعدی فراهم شد چرا که فرض محدود بودن عرض گودهای شهری چندان با واقعیت سازگار نیست. در واقع، ایشان با تجمیع داده‌های اندازه‌گیری شده موجود از تغییرشکل زمین با نتایج شبیه سازی عددی، روابطی تجربی برای تخمین پروفیل‌های جابجایی زمین در راستای عمود بر دیواره گود و با فواصل مختلف از گوشه گود ارائه نمودند.

با توجه به توضیحات ارائه شده، موضوع بررسی ۳ بعدی نحوه بازتوزیع بار در قاب‌های خمشی واقع در مجاورت گودهای با عرض محدود چندان مورد توجه قرار نگرفته است. لذا در این پژوهش تلاش شده است تا ارتباطی بین نشست تفاضلی ستون‌ها (بر طبق پروفیل نشست) با بازتوزیع بارها در آنها از یک سو و تغییرات در الگوی لنگر خمشی تیرها از سوی دیگر برقرار شود. از این رو ابتدا جزئیات طراحی یک قاب خمشی بتنی که فرضیات طراحی و ویژگی‌های آن با الگوی کلی ساخت و ساز شهری ایران سازگار باشد معرفی می‌شود. سپس با استفاده از نرم‌افزار SAP2000 [۲۲] و به منظور اطمینان از صحت عملکرد مدل‌های عددی، نتایج با یافته‌های گزارش شده در یک نمونه آزمایشگاهی موجود مقایسه شده و مدل عددی کالیبره می‌شود. در ادامه دو نمونه پروفیل نشست تفاضلی بر پایه داده‌های برداشت شده از گودبرداری در مجاورت سازه و مدل عددی کالیبره می‌گردد. در گام بعدی، با توجه به متغیر در نظر گرفته شدن موقعیت و جهت قرارگیری سازه نسبت به محور تقارن لبه گود، نشست‌های تکیه‌گاهی متناظر از روی پروفیل‌های نشست انتخاب شده تعیین شده و به زیر ستون‌های سازه اعمال می‌گردند. بدین منظور از مدل‌های غیرخطی با مقاطع فایبر در تیرها و ستون‌ها در نرم‌افزار استفاده شده است. در نهایت، نحوه بازتوزیع نیروی محوری در ستون‌ها بررسی شده و تغییر در الگوی لنگر خمشی تیرها و تشکیل مفاصل پلاستیک در اثر اعمال مقادیر نشست تفاضلی متناظر با پروفیل نشست مورد ارزیابی قرار می‌گیرد.

۲- مشخصات سازه مطالعه موردی

سازه انتخاب شده برای مطالعه موردی در این پژوهش، یک ساختمان ۵ طبقه با پلان منظم (۴ دهانه ۴،۵ متری در یک راستا و ۳ دهانه ۶ متری در راستای دیگر) در شهر تهران است که دارای اسکلت بتنی با قاب خمشی متوسط در هر دو جهت می‌باشد. بتن مصرفی دارای مقاومت مشخصه ۲۵ مگاپاسکال، آرماتورهای طولی از نوع S400 (با مقاومت جاری شدن ۴۰۰ مگاپاسکال) و ارتفاع خالص طبقات برابر ۲،۸ متر است. لازم به توضیح است که بارهای زنده طبقات و بام به ترتیب ۲ و ۱،۵ کیلونیوتن بر مترمربع و بار دیوارهای پیرامونی طبقات معادل ۶ کیلونیوتن بر متر لحاظ گردیده است. هندسه سازه مورد بررسی در شکل ۱ نشان داده شده است. در پایان فرایند طراحی، مقاطع تیرها و ستون‌ها طوری اختیار شده که علاوه بر معیار مقاومت، معیار تغییرشکل جانبی طبقات را نیز برآورده نماید. بدین منظور برای تیرها از مقاطع با ارتفاع ۶۰۰ میلی‌متر و پهنای ۴۰۰ میلی‌متر در تمامی طبقات استفاده شده است. جدول ۱ مشخصات آرماتور طولی اعضای سازه را ارائه می‌کند.



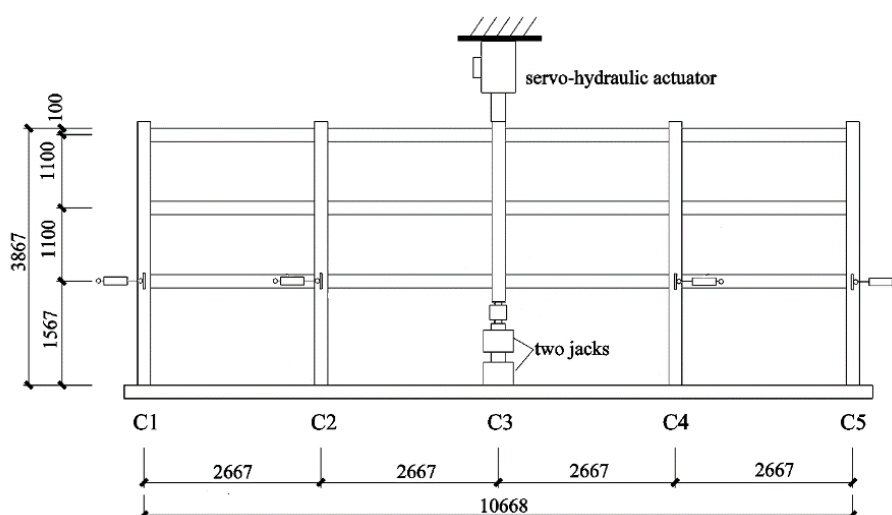
شکل ۱: پلان سازه در نظر گرفته شده برای انجام مطالعه موردی
جدول ۱: مشخصات آرماتور طولی اعضای سازه در طبقات مختلف

تیر				ستون		شماره ی طبقه
آرماتور طولی سراسری*				آرماتور طولی	ابعاد (میلیمتر)	
دهانه ۴/۵ متری		دهانه ۶ متری				
۳ پایین: Ø۲۲	۱) Ø۳ (۲۲Ø۲۲) بالا:	۳ پایین: Ø۲۲	۳) Ø۴ (۲۲Ø۲۲) بالا:	۱۶Ø۲۵	۵۵۰	۱
۳ پایین: Ø۲۲	۲) Ø۲ (۲۲Ø۲۲) بالا:	۱) Ø۳ (۲۲Ø۲۲) پایین:	۲) Ø۴ (۲۲Ø۲۲) بالا:	۱۲Ø۲۵	۵۰۰	۲
۳ پایین: Ø۲۲	۱) Ø۳ (۲۲Ø۲۲) بالا:	۳ پایین: Ø۲۲	۱) Ø۴ (۲۲Ø۲۲) بالا:	۸Ø۲۵	۵۰۰	۳
۳ پایین: Ø۲۰	۱) Ø۳ (۲۰Ø۲۰) بالا:	۳ پایین: Ø۲۰	۱) Ø۳ (۲۰Ø۲۰) بالا:	۸Ø۲۵	۴۵۰	۴
۳ پایین: Ø۲۰	۳ Ø۲۰ بالا:	۳ پایین: Ø۲۰	۳ Ø۲۰ بالا:	۸Ø۲۵	۴۵۰	۵

* مقادیر آرماتورهای تقویتی مورد نیاز برای انتهای تیرها در داخل پرانتز گزارش داده شد است.

۳- صحت سنجی و مدل سازی

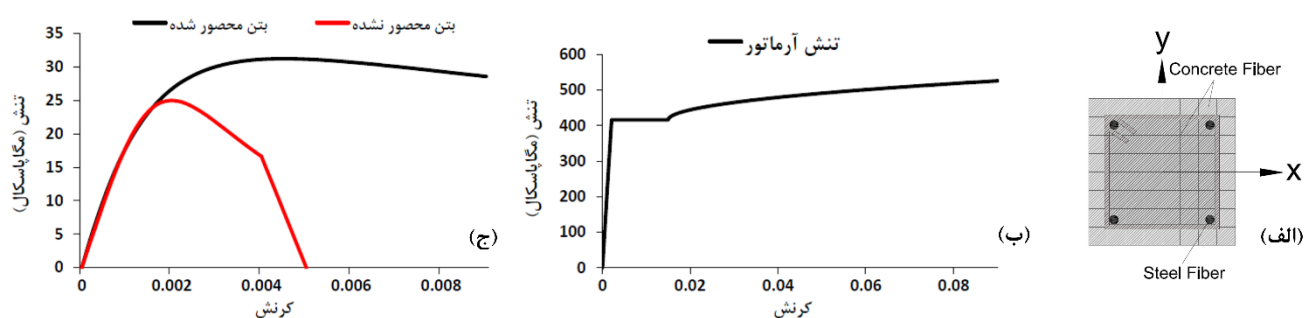
مدل آزمایشگاهی مقیاس شده مورد استفاده برای صحت سنجی مدل های عددی این پژوهش، مطابق شکل ۲، مربوط به ۳ طبقه پایینی از یک قاب ۸ طبقه است که پیشتر توسط یی و همکاران ساخته شده است [۱۵]. در قاب مذکور برای شبیه سازی اثر بار ثقلی مربوط به وزن بخش های بالایی، ابتدا یک بار قائم ثابت رو به پایین به مقدار ۱۰۹ کیلونیوتن توسط یک جک هیدرولیکی در طبقه سوم اعمال شده است. سپس فرآیند اعمال نشست گام به گام و فزاینده در محل ستون C3 به کمک باربرداری از جک های مکانیکی واقع در طبقه اول صورت پذیرفته است.



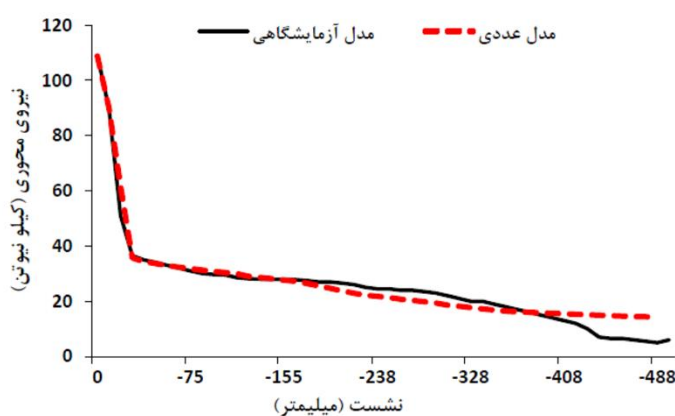
شکل ۲: نمایش شماتیک روند بارگذاری و اعمال نشست در مدل آزمایشگاهی مورد استفاده برای صحت سنجی [۱۵]

در مدل‌های عددی، ابتدا هندسه نمونه آزمایشگاهی مورد بحث با توجه به جزئیات آرماتورگذاری موجود در اعضای قاب، از طریق کاربرد مقاطع با المان فایبر در نرم‌افزار SAP2000 ساخته شده و سپس نسبت به آزاد کردن درجه آزادی انتقالی تکیه‌گاه ستون C3 در راستای قائم و اعمال جابجایی فزاینده از طریق انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی با گزینه Iterative event to event در زیر آن مبادرت می‌شود. در روش حل مذکور، فرض وقوع انحراف کوچک از رفتار خطی در بین گام‌های کوچک تحلیل و استفاده از رویکرد تکرار شونده برای دستیابی به تعادل به کار برده می‌شود [۲۲]. از مهمترین امتیازات مقاطع فایبر باید به امکان لحاظ نمودن اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی و وجود زمینه بروز رفتار غیرخطی در هر بخشی از طول المان و نیز قسمتی از مقطع عضو اشاره نمود. بدین منظور به هر یک از المان‌های تیر و ستون سازه ۵ مقطع فایبری در نقاط ۰/۰۵، ۰/۳، ۰/۵، ۰/۷ و ۰/۹۵ از طول نسبی عضو اختصاص داده شده است. منحنی رفتار تنش-کرنش پوشش و هسته محصور شده بتنی از روابط مندر [۲۳] و منحنی رفتار آرماتورهای طولی از روابط پیشنهادی موجود در نرم‌افزار SAP2000 تحت عنوان مدل ساده استخراج و در شکل ۳ ارائه شده است. همچنین از عملکرد کششی بتن نیز صرف‌نظر گردیده است. لازم به توضیح است که اعمال اثرات محصورکنندگی آرماتورهای عرضی در ارتقای رفتار هسته بتنی مقاطع تیر و ستون با تعیین فواصل و تنش تسلیم خاموت‌ها و ترسیم منحنی تنش-کرنش متناظر صورت گرفته و نهایتاً به هر یک از تارهای مقاطع بتنی هسته تخصیص یافته است. اگرچه خسارات ناشی از برش مستقیماً در تحلیل دیده نشده است اما با محاسبه ظرفیت برشی ستون‌ها (با استفاده از کرانه پایین مقاومت مصالح) و مقایسه آنها با تقاضای برش در اثر اعمال پروفیل نشست (به دست آمده از پوش نتایج تحلیل غیرخطی) نسبت به عدم وقوع شکست برشی در اعضا اطمینان حاصل شده است.

ابعاد انتخابی المان‌های فایبر برای آرماتورهای طولی برابر با سطح مقطع آرماتور و برای بتن پوسته (کاور) و هسته به اندازه تقریبی ۲۵ در ۲۵ میلیمتر (در هر دو مدل عددی صحت سنجی و سازه اصلی مطالعه موردی) در نظر گرفته شده است. بر مبنای شکل ۴ مشابَهت قابل توجه نمودار نیروی محوری-جابجایی قائم پیش بینی شده توسط مدل عددی با داده‌های مدل آزمایشگاهی درستی عملکرد کلی مدل‌های عددی برای ارزیابی پدیده نشست تفاضلی را تایید می‌نماید.



شکل ۳: (الف) نمایش مقطع فایبر در ستون‌های مدل صحت سنجی (ب) نمودار تنش- کرنش آرماتورهای طولی (ج) مدل‌های رفتاری مصالح بتن محصور نشده برای پوسته و محصور شده برای هسته مقطع ستون‌ها



شکل ۴: مقایسه نمودار نیروی محوری-جابجایی قائم ستون C30 در مدل عددی صحت سنجی با نمونه آزمایشگاهی بی و همکاران

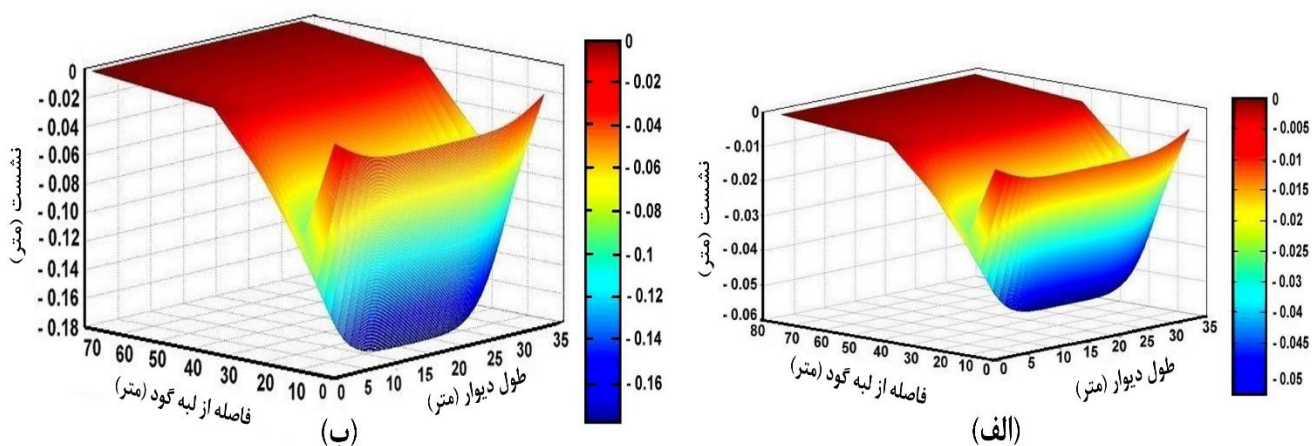
۴- معرفی سناریوهای اعمال نشست تفاضلی

۴-۱- پروفیل‌های نشست تفاضلی انتخاب شده برای زمین

در این تحقیق به منظور بررسی و ارزیابی اثرات نشست تفاضلی قائم بر رفتار قاب خمشی بتن آرمه مطالعه موردی، از دو سری داده گسسته کاملاً متفاوت (از لحاظ میزان نشست حداکثر ایجاد شده در زمین مجاور گود) مربوط به گودهای واقعی پایش شده توسط کانگ و همکاران [۲۰] استفاده شده است. این داده‌های واقعی پیشتر برای توسعه مدل‌های تجربی پیش‌بینی نشست از جمله مدل معتبر KJHH به کار رفته است. از امتیازات مهم مدل KJHH آنست که بر خلاف بسیاری از روش‌ها، نیاز به از پیش مشخص بودن حداکثر نشست زمین ندارد. لازم به توضیح است که روابط مطرح شده در تمامی روش‌های معتبر تخمین نشست بر پایه وجود زمین بکر در مجاورت گود می‌باشد. به بیان دیگر، به دلیل امکان احداث طیف گسترده‌ای از ساختمان‌ها با ویژگی‌ها و رفتارهای متنوع، لحاظ نمودن اثر وزن سازه‌های واقع در مجاورت گود در این روش‌ها مرسوم نبوده و همواره چنین فرض شده که اندازه نشست‌های تفاضلی (و نه مطلق) در زیر سازه‌ها مستقل از وزن سربار اضافی ناشی از ساخت و ساز در مجاورت گود باشد. کاربرد چنین فرضی خصوصاً در زمین‌های نسبتاً سخت و برای ساختمان‌های نه چندان بلند که در آنها الگوی نشست سازه تا حد بسیار زیادی از پروفیل نشست زمین متابعت می‌کند برای درک رفتار کلی ساختمان می‌تواند قابل قبول تلقی گردد [۲۴-۲۶]. مطابق بررسی‌های بوسکار دین [۲۷]، اثر جابجایی افقی ساختمان مجاور گود نیز در صورت وجود شناژ و تعدد دهانه‌های سازه در امتداد عمود بر لبه گود قابل صرف‌نظر است. همچنین در نمودارهای پیشنهاد شده

توسط حلیم برای ارزیابی آسیب ناشی از انجام گودبرداری در مجاورت ساختمان‌های منطبق بر ضوابط آیین‌نامه‌های طراحی نیز، مولفه افقی جابجایی در پای ستون‌ها ناچیز در نظر گرفته شده است [۲۸].

از آنجا که دو سری داده نشست مذکور لزوماً در محل پای ستونهای سازه مطالعه موردی در دسترس نیستند، ابتدا پروفیل ۲ بعدی نشست زمین مجاور گود به کمک مدل KJHH تعیین گردیده و سپس از رابطه پیشنهادی فاینو و همکاران [۲۱] برای اضافه نمودن اثر گوشه گود و ترسیم پروفیل نشست سه بعدی، استفاده شده است. در نهایت پروفیل‌های حاصله در شکل ۵ تحت عناوین پروفیل نشست تفاضلی متوسط^۱ (نشست قائم حداکثر برابر با ۵۱ میلی‌متر) و بزرگ^۲ (نشست قائم حداکثر برابر با ۱۷۸/۷ میلی‌متر) ارائه گردیده‌اند. لازم به ذکر است که اختلاف زیاد در مقادیر نشست پروفیل‌های مذکور، تفاوت در مشخصات دیوار نگهدارنده پروژه‌ها بوده است.



شکل ۵: نمایی از پروفیل‌های ۳ بعدی نشست تفاضلی برای انجام مطالعه موردی: الف) پروفیل نشست تفاضلی متوسط ب) پروفیل نشست تفاضلی بزرگ

۴-۲- تعریف موقعیت‌های مختلف قرارگیری سازه

چنانچه به ازای هر یک از ۲ پروفیل نشست متوسط و بزرگ معرفی شده، سازه مجاور^۳ گود در دو موقعیت قرارگیری منطبق بر محور مرکزی^۴ (تقارن) لبه گود و منطبق بر گوشه^۵ در نظر گرفته شود، مطابق شکل ۶-الف، ۴ موقعیت تحلیلی ACM6، ACL6، AEM6 و AEL6 برای بررسی اثر پروفیل نشست تفاضلی ناشی از گودبرداری وجود خواهند داشت. علاوه بر این با چرخش پلان سازه به میزان ۹۰ درجه (شکل ۶-ب) ۴ موقعیت تحلیلی دیگر نیز با طول دهانه‌های ۴،۵ متر در راستای عمود بر لبه گود (شامل ACM4.5، ACL4.5، AEM4.5 و AEL4.5) ایجاد می‌گردد.

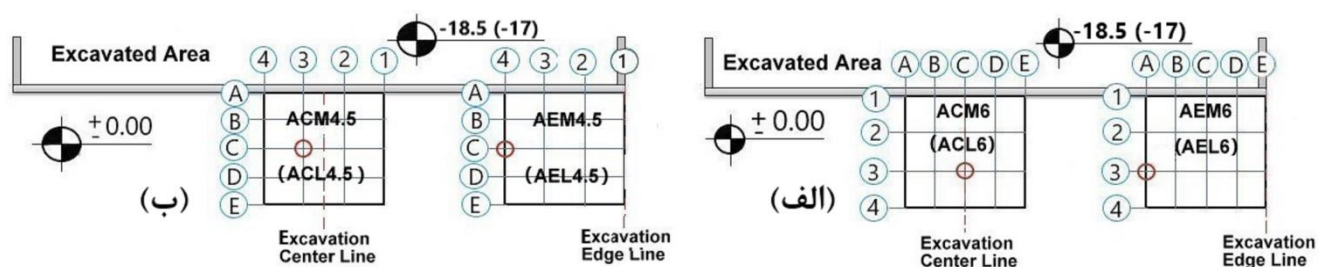
1 Medium

2 Large

3 Adjacent

4 Center Line

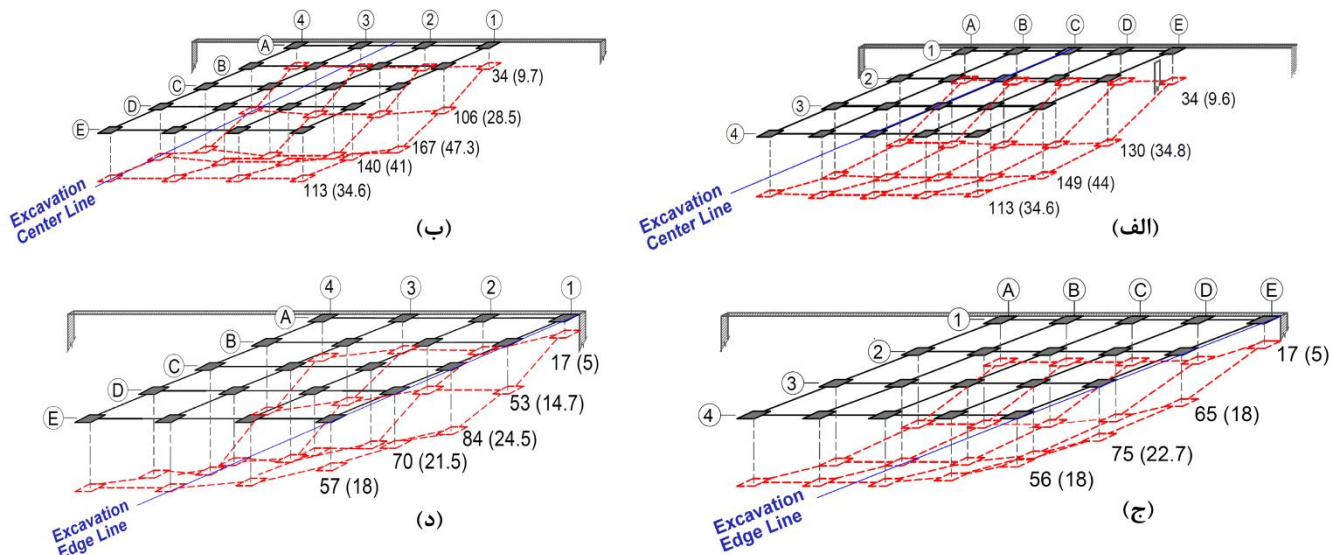
5 Edge Line



شکل ۶: تعریف موقعیت‌های مختلف قرارگیری سازه (الف) طول دهانه عمود بر گود ۶ متر (ب) طول دهانه عمود بر گود ۴/۵ متر (موقعیت ستون با مقدار نشست حداکثر در هر موقعیت با دایره مشخص شده است)

۴-۳- الگوی نشست اعمالی به پای ستون‌ها در حالات مختلف

پروفیل‌های نشست تفاضلی بر اساس موقعیت‌های قرارگیری سازه مورد مطالعه نسبت به لبه گود، الگوها و مقادیر نشست متفاوتی در زیر ستون‌ها ایجاد می‌نمایند. شکل ۷ نمایش شماتیکی از الگو و برخی از مقادیر نشست اعمالی به زیر ستون‌های سازه در حالات ۸ گانه مورد بررسی ارائه می‌دهد. لازم به توضیح است که مقادیر نشست به ازای پروفیل نشست متوسط در داخل پرانتز ارائه شده است.



شکل ۷: نمایش شماتیک الگو و برخی از مقادیر نشست اعمالی به زیر ستون‌های سازه در حالات

الف) ACL6 (ACM6) (ب) ACL4.5 (ACM4.5) (ج) AEL6 (AEM6) (د) AEL4.5 (AEM4.5)

۵- نتایج تحلیل و بحث

۵-۱- بررسی تغییرات نیروی محوری ستون‌های طبقه اول در اثر اعمال پروفیل نشست

۵-۱-۱- تغییرات نیروی محوری در حالات مربوط به اعمال پروفیل نشست متوسط

در اثر بروز نشست در زیر یک ستون، نیروی محوری فشاری آن تمایل به کاهش دارد تا جایی که حتی می‌تواند به کشش تبدیل گردد. در واقع ستون مذکور عملاً از تحمل بارهای موجود شانه خالی کرده و بارهای سهمیه آن از مسیرهای دیگر و خصوصاً از طریق ستون‌های مجاور (و البته هم‌محور) به سمت فنداسیون انتقال می‌یابد [۱۴]. از آنجا که در پژوهش حاضر، پروفیل‌های نشست تفاضلی همزمان تمامی ستون‌های سازه را تحت تاثیر قرار می‌دهند، روند مشاهده شده تا حدودی متفاوت است. مطابق داده‌های جدول ۲، همزمان

با کاهش شدید نیروی محوری فشاری در بسیاری از ستون‌های با نشست زیاد، برخی از ستون‌های غیرمجاور و غیر هم محور با ستون دارای حداکثر نشست، سهم بزرگی از بازتوزیع بارها را به خود اختصاص می‌دهند. به عنوان مثال در حالت AEM6، نیروی محوری فشاری ستون E1 که فاصله قابل توجهی با نواحی دارای نشست زیاد دارد، رشد زیادی را تجربه کرده است (احتمالاً به دلیل نشست کم ۵ میلیمتر) حال آنکه ستون‌های A3، B3 و C3 (همگی با نشست بیش از ۴۵ میلیمتر) با افت نیروی فشاری مواجه شده‌اند. نکته جالب آنکه ستون D2 با نشست تقریبی ۳۶ میلیمتر دارای بیشترین درصد کاهش نیرو بوده است.

بر پایه داده‌های جدول ۲ می‌توان نتیجه گرفت که در هر ۴ حالت مورد بررسی، نیروهای محوری ستون‌ها در محدوده فشاری باقی مانده است. لذا با اعمال پروفیل نشست متوسط (با نشست حداکثر ۵۱ میلیمتر) نگرانی چندانی بابت ایجاد مشکلات ناشی از کشش در ستون‌ها وجود ندارد. لازم به ذکر است که به دلیل رفتار خطی سازه در کلیه حالات مواجه با پروفیل نشست متوسط، از ارائه تغییرات نیروی محوری ستون‌ها در گام‌های متوالی اعمال پروفیل نشست صرف نظر شده است.

با توجه به ثبوت بارهای موجود در روی هر یک از کف‌ها انتظار می‌رود در طی فرآیند اعمال نشست‌ها و بازتوزیع نیرو بین اعضا، مجموع نیروهای محوری ستون‌های طبقه اول همواره ثابت باقی بماند. سطر آخر جدول ۲ که تغییرات نیروی محوری ستون‌های طبقه اول را پیش و پس از اعمال کامل پروفیل نشست متوسط (برای تمامی حالات) نشان می‌دهد، دلیلی بر صحت این برداشت است.

جدول ۲: تغییرات در نیروی محوری ستون‌های طبقه‌ی اول پیش و پس از اعمال نشست در حالات مواجه با پروفیل نشست متوسط

نام ستون	نیروی محوری ستون های طبقه اول (kN)				
	قبل از اعمال نشست	نیروی محوری در گام آخر اعمال نشست و مقدار نشست مطلق در زیر هر ستون*			
		ACM6	AEM6	ACM4.5	AEM4.5
A-4	-۶۰۸/۸۸	-۸۹۸/۲۷ (+۴۷/۵۳) و ۳۴/۶	-۹۸۸,۴۶ (+۶۲,۳۴) و ۳۶,۶	-۹۵۱/۴۵ (+۵۶/۲۶) و ۹/۷	-۱۰۳۶,۴۳ (+۷۰,۲۲) و ۱۰
A-3	-۹۹۸/۰۲	-۷۶۴/۰۵ (-۲۳/۴۴) و ۴۴	-۸۳۳,۱۳ (-۱۶,۵۲) و ۴۶,۵	-۱۳۷۷/۶۰ (+۳۸/۰۳) و ۱۰	-۱۳۸۳,۷۸ (+۳۸,۶۵) و ۱۰
A-2	-۹۹۸/۰۲	-۷۹۹/۳۵ (-۱۹/۹۰) و ۳۴/۸	-۸۶۱,۲ (-۱۳,۷۱) و ۳۶,۷	-۱۳۷۷/۵۸ (+۳۸/۰۳) و ۱۰	-۱۳۰۰,۱۴ (+۳۰,۲۷) و ۹,۵
A-1	-۶۰۸/۸۸	-۸۷۴/۹۵ (+۴۳/۷۰) و ۹/۶	-۹۵۹,۳۷ (+۵۷,۵۷) و ۱۰	-۹۵۱/۵۰ (+۵۶/۲۷) و ۹/۷	-۷۶۶,۸۸ (+۲۵,۹۵) و ۵
B-4	-۸۱۲/۰۵	-۱۰۶۲/۹۶ (+۳۰/۹۰) و ۳۵/۸	-۱۰۹۶,۱۶ (+۳۱,۶۶) و ۳۶,۵	-۹۰۱/۶۲ (+۱۱/۳۰) و ۲۸/۵	-۹۴۹,۴۶ (+۱۶,۹۲) و ۳۰
B-3	-۱۱۹۳/۳۲	-۸۸۱/۳۱ (-۲۶/۱۴) و ۴۵/۵	-۸۷۰,۳۶ (-۲۷,۰۶) و ۴۶,۵	-۱۲۲۸/۰۱ (+۲/۹۰) و ۳۰	-۱۲۳۸,۸۴ (+۳,۸۱) و ۳۰
B-2	-۱۱۹۳/۳۲	-۹۳۷/۹۷ (-۲۱/۶۵) و ۳۶	-۹۳۷,۸۷ (-۲۱,۴۱) و ۳۶,۷	-۱۲۲۸/۰۲ (+۲/۹۰) و ۳۰	-۱۰۶۶,۴۷ (-۱۰,۶۳) و ۲۸
B-1	-۸۱۲/۰۵	-۱۰۷۷/۳۸ (+۳۱/۸۰) و ۱۰	-۱۰۹۶,۸۲ (+۳۵,۰۶) و ۱۰	-۹۰۱/۶۰ (+۱۱/۰۲) و ۲۸/۵	-۹۷۹,۳۳ (+۲۰,۶۰) و ۱۴,۷
C-4	-۸۰۷/۵۳	-۱۰۴۳/۴۹ (+۲۹/۲۲) و ۳۶/۴	-۹۸۶,۴۱ (+۲۲,۱۵) و ۳۶,۱	-۴۶/۱۸ (-۹۴/۲۸) و ۴۷/۳	-۷۲,۷۳ (-۹۱) و ۵۰
C-3	-۱۱۸۹/۵۳	-۸۴۳/۸۵ (-۲۹/۰۶) و ۴۶/۳	-۷۹۹,۰۵ (-۳۲,۸۲) و ۴۶	-۳۲۹/۶۶ (-۷۲/۲۸) و ۴۹/۸	-۳۲۵,۰۷ (-۷۲,۶۷) و ۵۰
C-2	-۱۱۸۹/۵۳	-۸۹۴/۴۱ (-۲۴/۹۷) و ۳۶/۷	-۸۳۵,۰۳ (-۲۹,۸۰) و ۳۶,۶	-۳۲۹/۶۶ (-۷۲/۲۸) و ۴۹/۸	-۱۲۸,۷۲ (-۸۹,۱۸) و ۴۶,۵
C-1	-۸۰۷/۵۳	-۱۰۹۱/۰۲ (+۳۵/۱۰) و ۱۰	-۱۰۶۱,۲۶ (+۳۱,۴۲) و ۱۰	-۴۶/۱۱ (-۹۴/۲۹) و ۴۷/۳	-۶۳۵,۲۸ (-۲۱,۳۳) و ۲۴,۵
D-4	-۸۱۲/۰۵	-۱۰۶۲/۹۷ (+۳۰/۹۰) و ۳۵/۸	-۷۰۹,۶۷ (-۱۲,۶۱) و ۳۱,۷	-۹۲۱/۱۱ (+۱۳/۴۳) و ۴۱	-۹۲۰,۲۳ (+۱۳,۳۲) و ۴۴
D-3	-۱۱۹۳/۳۲	-۸۸۱/۲۹ (-۲۶/۱۴) و ۴۵/۵	-۵۶۶,۱۵ (-۵۲,۵۵) و ۴۰	-۱۱۵۷/۱۹ (-۳/۰۲) و ۴۴	-۱۱۸۳,۲۸ (-۰,۸۴) و ۴۴
D-2	-۱۱۹۳/۳۲	-۹۳۴/۹۵ (-۲۱/۶۵) و ۳۶	-۶۵۹,۱۶ (-۴۴,۷۶) و ۳۱,۹۰	-۱۱۵۷/۲۰ (-۳/۰۲) و ۴۴	-۹۳۸,۸۰ (-۲۱,۳۳) و ۴۱
D-1	-۸۱۲/۰۵	-۱۰۷۰/۳۷ (+۳۱/۸۱) و ۱۰	-۹۶۹,۵۳ (+۱۹,۴۰) و ۸/۸	-۹۲۱/۰۸ (+۱۳/۴۲) و ۴۱	-۱۰۳۲,۸۰ (+۲۷,۱۸) و ۲۱,۵
E-4	-۶۰۸/۸۸	-۸۹۷/۹۴ (+۴۷/۴۷) و ۳۴/۶	-۱۰۵۹,۵۸ (+۷۴,۰۲) و ۱۸	-۹۶۲/۴۰ (+۵۸/۰۶) و ۳۴/۶	-۱۰۴۳,۹۷ (+۷۱,۴۶) و ۳۶,۵
E-3	-۹۹۸/۰۴	-۷۶۴/۴۱ (-۲۳/۴۱) و ۴۴	-۱۲۳۴,۱۰ (+۲۴,۵۵) و ۲۲,۷	-۱۳۴۶/۳۰ (+۳۴/۹۰) و ۳۶/۵	-۱۳۴۳,۰۱ (+۳۴,۵۶) و ۳۶,۵۰
E-2	-۹۹۸/۰۴	-۷۹۹/۷۰ (-۱۹/۸۷) و ۳۴/۸	-۱۱۸۴,۴۴ (+۱۶,۶۸) و ۱۸	-۱۳۴۶/۳۰ (+۳۴/۹۰) و ۳۶/۵	-۱۱۲۰,۳۶ (+۱۲,۲۵) و ۳۴
E-1	-۶۰۸/۸۸	-۸۷۴/۶۰ (+۴۳/۶۴) و ۹/۶	-۷۵۳,۳۸ (+۲۳,۷۳) و ۵	-۹۶۲/۴۴ (+۵۸/۰۷) و ۳۴/۶	-۹۷۷,۴۳ (+۶۰,۵۳) و ۱۸
مجموع (kN)	-۱۸۴۴۳	-۱۸۴۴۳	-۱۸۴۴۳	-۱۸۴۴۳	-۱۸۴۴۳

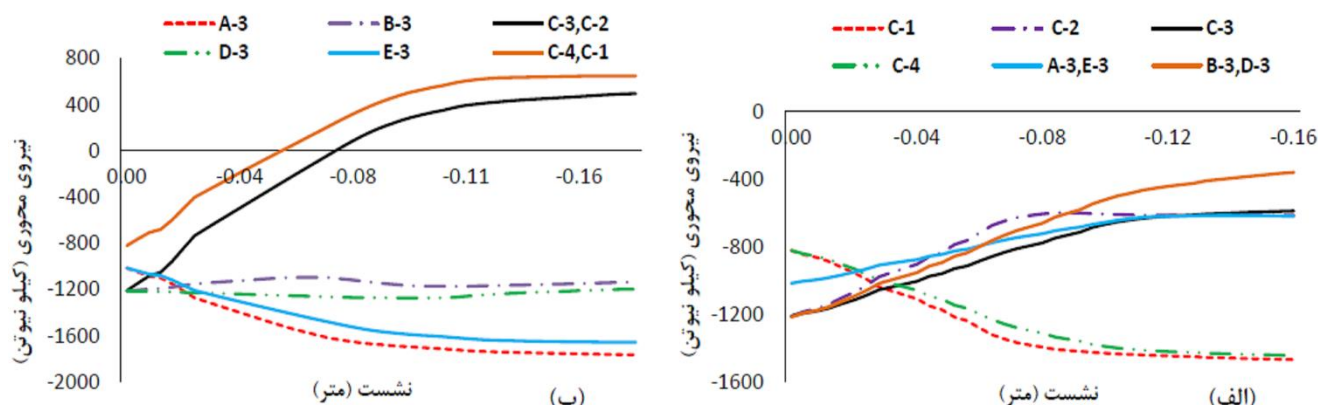
* مقادیر اختلاف نیروی محوری ستون در قبل و گام آخر از اعمال نشست بر حسب درصد در داخل پرانتز نوشته شده است.

۵-۱-۲- تغییرات نیروی محوری در حالات مربوط به اعمال پروفیل نشست بزرگ

در این بخش با توجه به ورود سازه به محدوده غیرارتجاعی در هر ۴ حالت تحلیلی متناظر با اعمال پروفیل نشست بزرگ، تغییرات گام به گام نیروهای محوری در برخی از ستون‌های طبقه اول سازه ارائه شده است. این بررسی، بیشتر بر رفتار ستون‌های واقع در ۲ قاب عمود و موازی با لبه گود که ستون با مقدار نشست حداکثر را دربر می‌گیرند، تمرکز دارد. از آنجا که در همه حالات مذکور، یک روند کلی کمابیش مشابه با حالات متناظر در اعمال پروفیل نشست کوچک رخ داده است (کاهش نیروی محوری در برخی از ستون‌های واقع در محدوده تحت نشست زیاد)، در ادامه صرفاً بر برخی از جنبه‌های تفاوت تاکید می‌گردد:

در حالت تحلیلی ACL6 (شکل ۸-الف) به دلیل وقوع نشست حداکثر (ناشی از پروفیل نشست) تقریباً در وسط دو محور موازی با گود ۲ و ۳ (مطابق نمایش شماتیک شکل ۷-الف)، کاهش مداوم نیروی محوری در همه ستون‌های واقع بر روی این ۲ محور بروز نموده ولی هیچ ستونی تا مرحله ایجاد کشش پیش نرفته است. ضمناً ستون‌های کناری C1 و C4 (واقع در دو انتهای قاب C عمود بر لبه گود) که در ابتدا دارای نیروی محوری مشابه بوده‌اند، هر دو به مرور متحمل افزایش نیروی محوری گشته‌اند. در واقع ستون‌های کناری واقع بر لبه یا به موازات لبه‌ی گود در مواجهه با پروفیل نشست تحمیلی نقش تکیه‌گاهی مهمی را ایفا نموده و با وجود فاصله داشتن از محدوده با نشست زیاد، سهمی قابل توجه از بازتوزیع بارها را به خود اختصاص داده‌اند. در عین حال نیروی محوری تقریباً مساوی این ۲ ستون نشان می‌دهد که نشست کمتر یک ستون لزوماً متناظر با افزایش سهم در بازتوزیع نیروها نبوده است.

در بررسی تغییرات نیروی محوری ستون‌های حالت تحلیلی ACL4.5 در شکل ۸-ب (با توجه به نمایش شماتیک شکل ۷-ب) که نشست حداکثر (ناشی از پروفیل نشست) تقریباً در زیر محور موازی با گود C رخ می‌دهد، دو نکته مهم جلب نظر می‌نماید. اولاً نیروی محوری فشاری دو ستون C3 و C4، به شدت کاهش یافته و به ازای فراتر رفتن نشست ستون C3 از مرز تقریبی ۵۵ و ۷۲ میلی‌متر به کشش تبدیل شده است. ثانیاً ستون‌های B3 و D3، دچار تغییر قابل توجهی در مقدار نیروی محوری خود نشده‌اند که احتمالاً به اثر متقابل دو پدیده متضاد با هم مربوط می‌شود. در واقع ستون‌های B3 و D3 از یک سو به دلیل نشست نسبی زیاد، تمایل به کاهش شدید نیروی محوری دارند و از سوی دیگر در بازتوزیع نیروی محوری حاصل از نشست ستون C3 مشارکت زیادی داشته‌اند. در واقع با توجه به اینکه نشست حداکثر (ناشی از پروفیل نشست) در حالت ACL4.5 تقریباً در زیر محور موازی با گود C رخ می‌دهد، نیروی محوری فشاری ستون‌های محور C از جمله C3 که دارای بیشترین مقدار نشست می‌باشد، کاهش یافته و به ازای تغییرمکان تقریبی ۷۲ میلی‌متر در محل خود به صفر رسیده و سپس به کشش تبدیل شده است در حالیکه مطابق شکل ۸-الف (حالت ACL6) به دلیل واقع شدن مقدار نشست حداکثر ناشی از پروفیل نشست در میان دو محور ۲ و ۳، کاهش خفیف‌تر نیروی محوری در همه ستون‌های واقع بر روی این ۲ محور انجام شده و هیچ کدام از ستون‌های مذکور تا مرحله ایجاد کشش پیش نرفته‌اند.

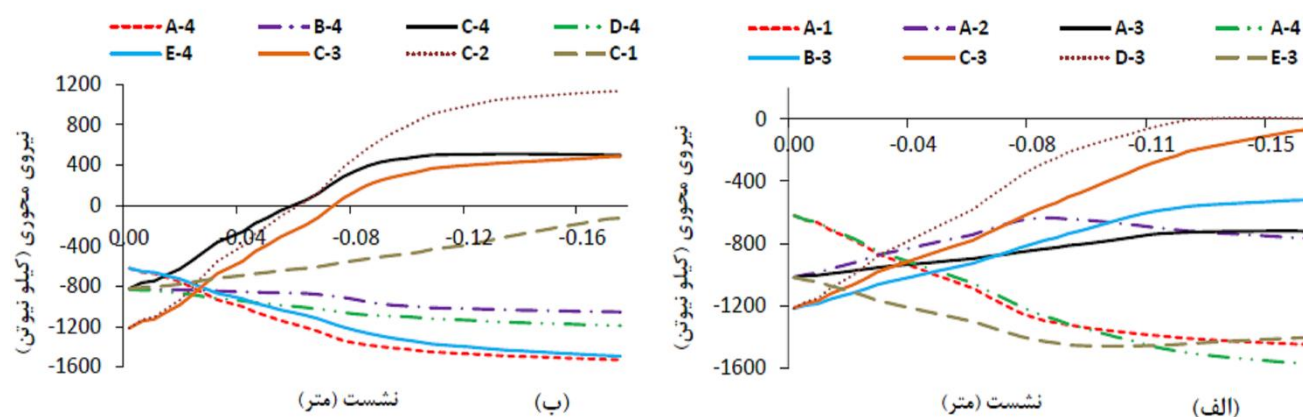


شکل ۸: تغییرات نیروی محوری در برخی از ستون‌های طبقه اول بر حسب نشست ایجاد شده در زیر ستون C3

(الف) در حالت ACL6 با محور موازی با لبه گود 3 (ب) در حالت ACL4.5 با محور موازی با لبه گود C

در حالت AEL6 (شکل ۹-الف) نحوه تغییر و برگشت نیروی محوری ستون‌های A2 و E3 جلب توجه می‌کند چرا که در رفتار آنها دو مرحله قابل تشخیص است. هر یک از این دو ستون تحت اثر همزمان افزایش نیروی محوری به دلیل بازتوزیع نیروی محوری ستون A3 و نیز کاهش نیروی محوری به دلیل مواجهه با نشست هستند. به عنوان مثال در ستون A2 تا نشست معادل با ۸۰ میلی‌متر در زیر ستون A3، اثر دوم غالب بوده و پس از آن اثر اول بروز پررنگ‌تری داشته است. جالب اینکه نیروی محوری ستون A3 که خود در هر مرحله با بیشترین نشست‌ها مواجه شده است، افتی تدریجی و محدود داشته است. لذا باید اذعان نمود که ستون با نشست حداکثر در پروفیل نشست الزاماً افت نیروی محوری شدیدی را متحمل نشده و عملکرد آن به میزان نشست ستون‌های اطراف نیز وابسته است.

الگوهای مشاهده شده در شکل ۹-ب (حالت AEL4.5) نشان می‌دهد که ایجاد نیروی کششی در تعدادی از ستون‌ها (همانند حالت ACL4.5) از نشست حداکثر ۵۵ میلی‌متر به بعد اصلاً دور از انتظار نیست. بنابراین با تغییر موقعیت قرارگیری سازه و افزایش تاثیر پارامتر اثر گوشه در پروفیل نشست اعمالی، تغییر چندانی در آسیب‌پذیری ستون‌ها در برابر نشست تفاضلی ایجاد نشده است چرا که مسئله ضعف ذاتی مصالح بتنی در کشش همچنان پابرجا است.



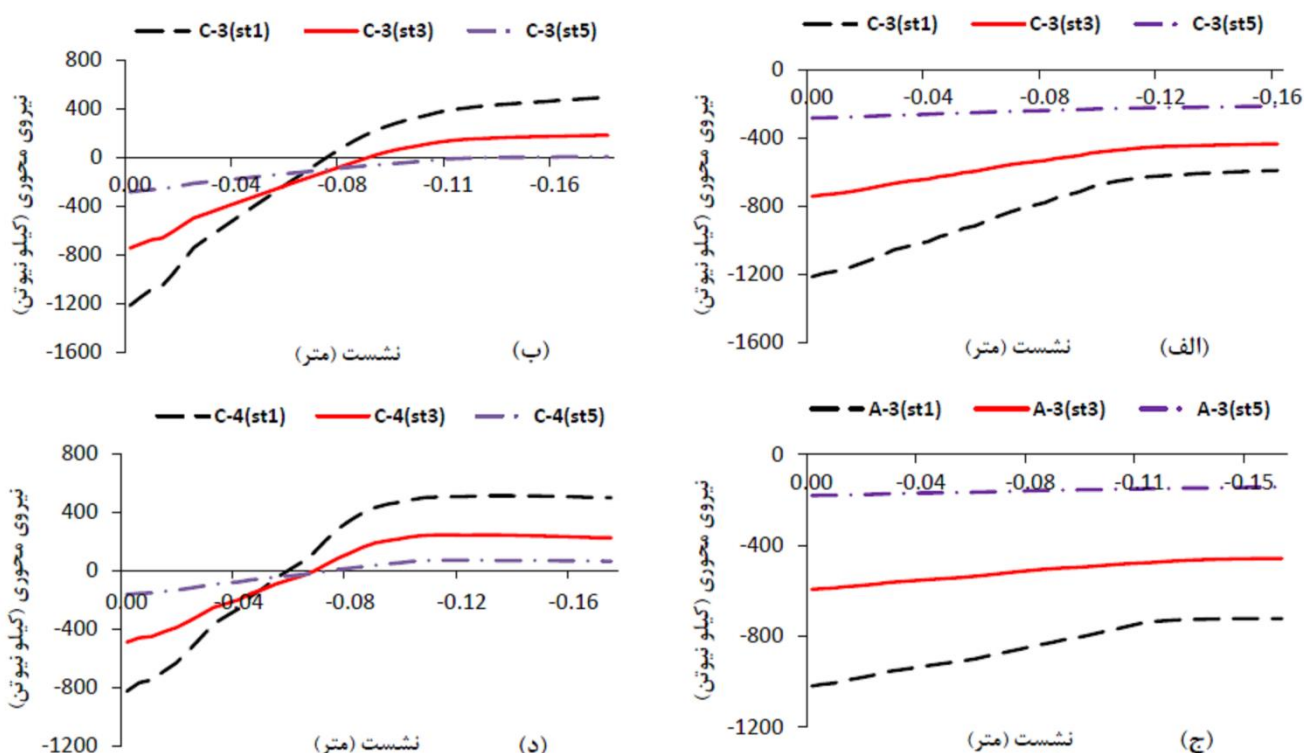
شکل ۹: تغییرات نیروی محوری در برخی از ستون‌های طبقه اول بر حسب نشست ایجاد شده در زیر ستون با بیشترین نشست

۵-۲- تغییرات نیروی محوری در امتداد ستون‌های با نشست حداکثر در حالات اعمال پروفیل نشست بزرگ

در این بخش بررسی تغییرات نیروی محوری در امتداد ستون‌های با نشست حداکثر در حالات اعمال پروفیل نشست بزرگ مدنظر است. از این‌رو شکل ۱۰ نیروی محوری ستون‌های مذکور را در طبقات اول و سوم و پنجم به تصویر کشیده است. مطابق این شکل، روند تغییر نیروی محوری ستون در طبقات فوقانی سازه مشابه با الگوی رفتار آن در طبقه نخست بوده ولی شیب تغییرات در طبقات فوقانی ملایم‌تر است. به عنوان مثال در اشکال ۱۰-الف و ۱۰-ج، روند کاهش نیروی محوری فشاری حفظ شده است. همچنین در سازه‌های با طول دهانه‌های ۴٫۵ متر در راستای عمود بر گود (اشکال ۱۰-ب و ۱۰-د) نیروی کششی (با اندازه کمتر) در طبقات فوقانی نیز ایجاد گردیده است.

نکته دیگری که در اشکال ۱۰-ب و ۱۰-د جلب توجه می‌نماید آنست که تغییر مکان لازم برای تبدیل نیروی محوری به کشش در ستون‌های طبقات فوقانی عدد بزرگتری بوده و در واقع نوعی تاخیر در پاسخ ستون‌های مذکور به نشست دیده می‌شود. به عنوان مثال در حالت AEL4.5، کشش در ستون طبقه پنجم به ازای نشست تقریبی ۸۰ آغاز می‌شود درحالی‌که برای بروز این اتفاق در ستون طبقه اول تنها به نشست ۵۵ میلی‌متر نیاز است. هنگامی که ستون طبقه اول شروع به حرکت رو به پایین می‌نماید، بخشی از نیروی محوری فشاری و کرنش آن آزاد می‌شود. با این کاهش نیروی محوری، عکس‌العمل رو به بالای ستون مذکور به سقف طبقه اول افت نموده و متعاقباً نیروی

رو به پایین ستون طبقه دوم، سقف را به پایین می‌راند. نظر به اینکه این فرآیند باید به صورت متوالی تا بالای سازه ادامه یابد، تاخیر در پاسخ طبقات فوقانی قابل درک خواهد بود.



شکل ۱۰: الگوی تغییرات نیروی محوری ستون با مقدار نشست حداکثر در ارتفاع سازه

(الف) حالت ACL6 (ب) حالت ACL4.5 (ج) حالت AEL6 (د) حالت AEL4.5

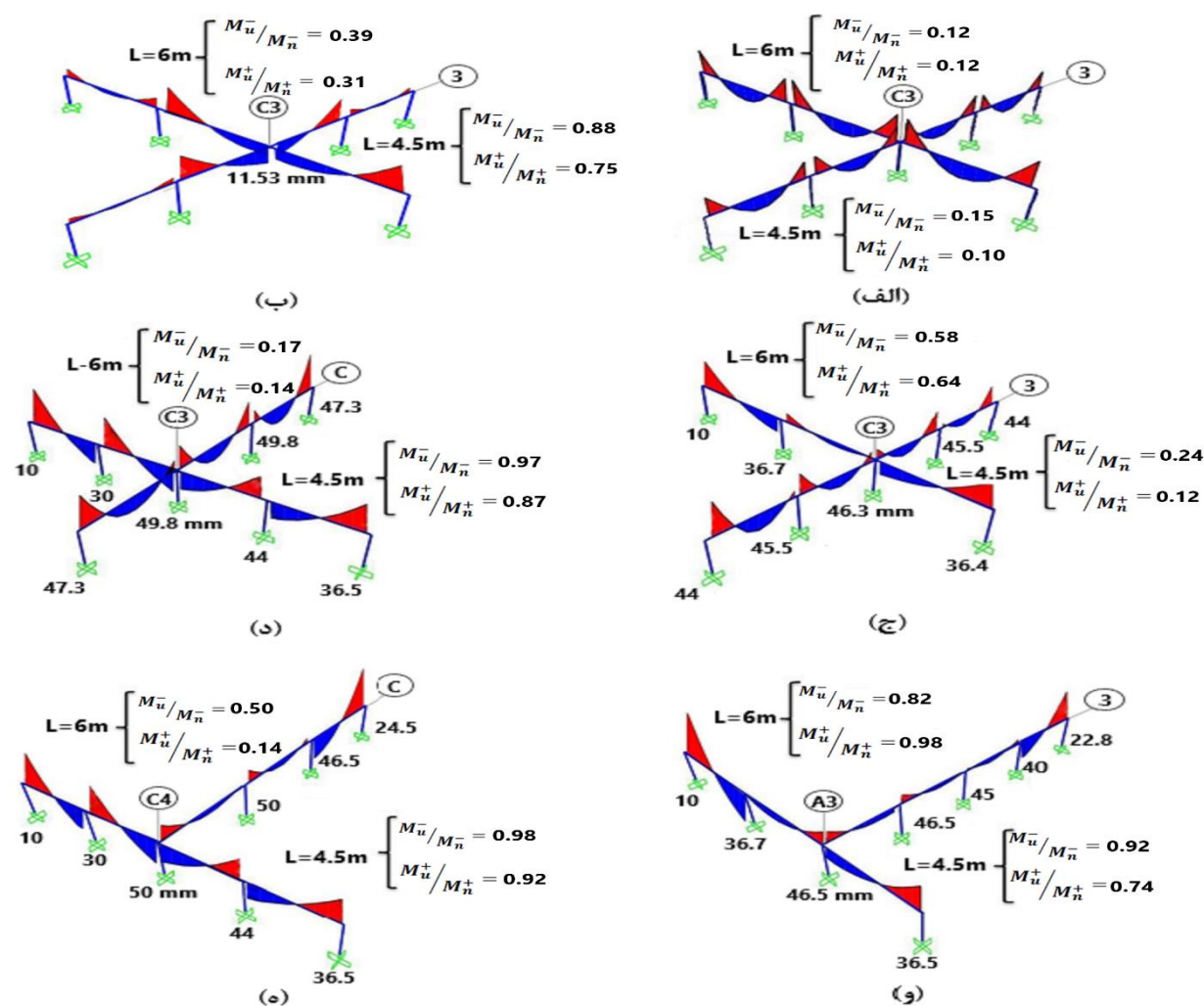
۵-۳- بررسی الگوی تغییرات لنگر خمشی تیرهای طبقه اول به ازای اعمال پروفیل نشست متوسط

همانطور که در شکل ۱۱-الف نشان داده شده است، قبل از اعمال نشست تفاضلی الگوی توزیع لنگر خمشی در تمامی تیرها تقریباً مشابه بوده و بارهای ثقلی موجود در نواحی تکیه‌گاهی و میانی به ترتیب ایجاد لنگرهای خمشی منفی و مثبت می‌نماید. لازم به توضیح است که در حالات مورد بررسی، برای وضوح بیشتر، الگوی تغییرات لنگرهای خمشی تنها برای تیرهای واقع در ۲ قاب متعامد دربرگیرنده ستون با مقدار نشست حداکثر (یک قاب موازی با لبه گود و قاب دیگر عمود بر لبه گود) نمایش داده شده است.

با اعمال پروفیل نشست تفاضلی به سازه (اعم از اینکه سازه در موقعیت میانی و یا گوشه قرار داشته باشد)، الگوی لنگر خمشی تغییرات قابل ملاحظه‌ای خواهد داشت چرا که تیرهای قاب عمود بر لبه گود (قاب C در حالت ACM6، قاب A در حالت AEM6، قاب ۳ در حالت ACM4.5 و قاب ۴ در حالت AEM4.5)، حداقل در یک وجه از محل اتصال به ستون با مقدار نشست حداکثر، متحمل تغییر علامت لنگر خمشی از منفی به مثبت می‌شوند. البته بر خلاف نتایج گزارش شده در حالت اعمال نشست یک ستون [۱۴]، این تغییر علامت صرفاً به یک ناحیه کوچک محدود نشده و در حوالی تعداد زیادی از ستون‌های سازه رخ داده است. از این رو بروز ترک در محدوده‌ای نسبتاً گسترده‌تر دور از انتظار نیست چرا که در طرح سازه‌ای معمول تدبیر خاصی برای مواجهه با چنین تغییرات علامتی اندیشیده نمی‌شود.

همچنین مطابق شکل‌های ۱۱-د و ۱۱-ه، تیرهای پل زنده بر روی ستون با مقدار نشست بیشینه تا حدی مشابه یک تیر واحد با دهانه تقریباً دو برابر عمل نموده و علاوه بر تغییر علامت لنگر در وسط دهانه، افزایش شدیدی را در برخی از لنگرهای خمشی منفی خود

تجربه نموده‌اند. بنابراین مکانیزم باربری مشاهده شده در حوالی ستون با نشست حداکثر، دارای شباهت با مکانیزم باربری شناخته شده برای حالت حذف ستون (شکل ۱۱-ب) است. جالب اینکه مطابق اشکال ۱۱-ج و ۱۱-و، تغییر علامت لنگر خمشی نه تنها فقط در یک وجه از تیرهای متصل به ستون‌های با حداکثر نشست اتفاق افتاده است بلکه الگوی حاصله به گونه‌ای است که تیر فرضی با دهانه ۲ برابر اصلاً قابل تشخیص نیست. دلیل این اتفاق در حالت‌های ACM6 و AEM6 را می‌توان به بروز نشست تقریباً مشابه در محل دو ستون مجاور و بروز دوران محدود در برخی از تیرهای میانی سازه مرتبط دانست (نشست حداکثر در بین دو ستون و نه در زیر یکی از آنها اتفاق افتاده است).



شکل ۱۱: الگوی تغییرات لنگر خمشی تیرها: (الف) قبل از نشست (ب) در صورت حذف ستون C3 و عدم اعمال پروفیل نشست

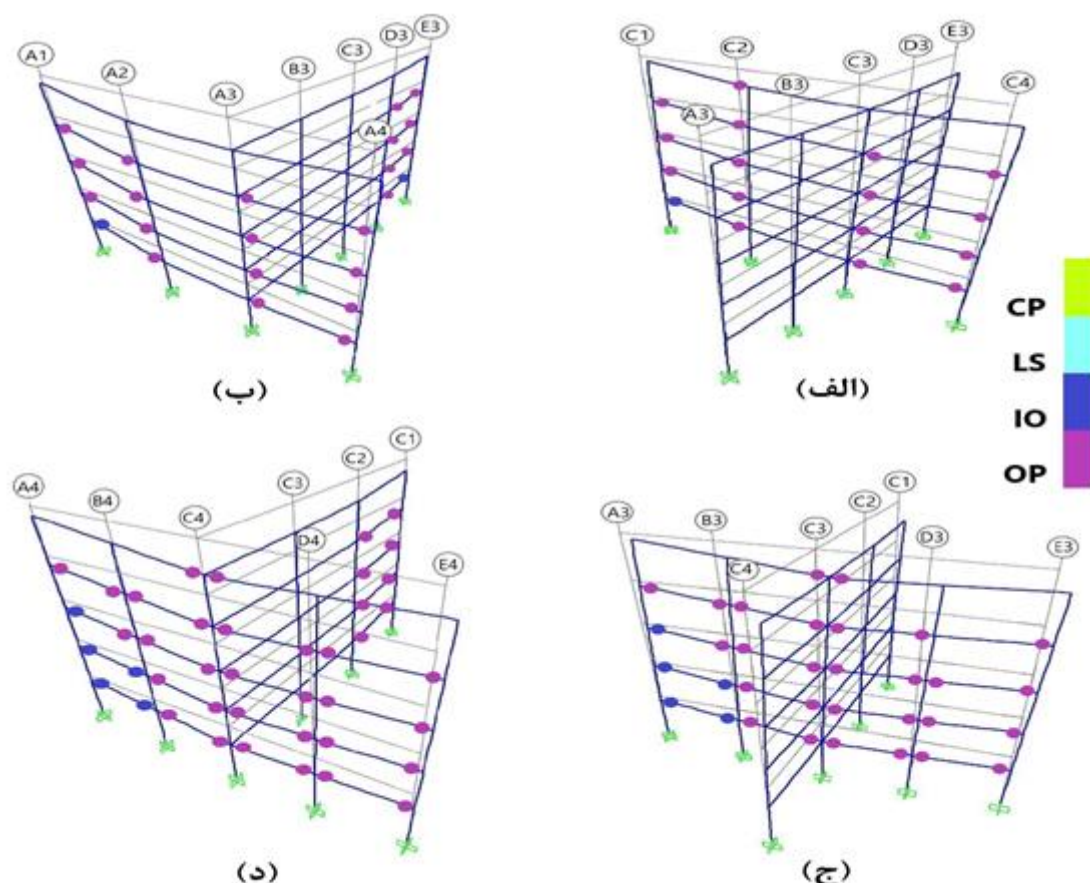
(ج) بعد از نشست در ACM6 (د) بعد از نشست در ACM4.5 (و) بعد از نشست در حالت AEM6 (ه) بعد از نشست در AEM4.5

۵-۴ الگوی تشکیل مفاصل پلاستیک در دو قاب متعامد دربرگیرنده ستون با بیشترین مقدار نشست

در این بخش، الگوی مفاصل پلاستیک تشکیل شده در حالت‌های AEL4.5، ACL4.5، AEL6، ACL6، تشریح گردیده است. لازم به توضیح است که با توجه به عدم وجود معیارهای مختص پدیده نشست، در این پژوهش از پارامترهای مدلسازی و معیارهای پذیرش

دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود [۲۹] استفاده شده است هر چند که چنین فرضی برآوردهای موجود را با خطا مواجه می‌نماید. مطابق شکل ۱۲، در کلیه حالت‌هایی تحت پروفیل نشست بزرگ، تسلیم آرماتورها و تشکیل مفاصل پلاستیک در دو انتهای دور و نزدیک تمام یا بخش عمده تیرها مشاهده شده است. برای وضوح بیشتر، مفاصل تنها برای دو قاب متعامد دربرگیرنده ستون با بیشترین مقدار نشست (یک قاب موازی با لبه گود و قاب دیگر عمود بر لبه گود) نمایش داده شده و از ارائه حالت‌هایی تحت پروفیل نشست متوسط که رفتار غیرارتجاعی قابل توجهی نشان نداده‌اند صرف‌نظر گردیده است. همانگونه که دیده می‌شود، در هر ۴ حالت مورد ارزیابی، بحرانی‌ترین دوران در انتهای تیر طبقه اول قاب عمود بر گود (دقیقا در مجاورت لبه گود) رخ داده که این موقعیت هیچ‌گونه تناظری با محل وقوع مقدار نشست حداکثر ندارد. همچنین در حالت ACL6 (شکل ۱۲-الف) بر خلاف حالت ACL4.5 (شکل ۱۲-ج)، تیرهای دهانه‌های داخلی قاب عمود بر لبه گود فاقد مفصل پلاستیک هستند که این موضوع با واقع شدن مقدار نشست حداکثر ناشی از پروفیل نشست در بین دو ستون C2 و C3 و عدم چرخش قابل ملاحظه تیر C2-C3 مرتبط به نظر می‌رسد.

اگرچه سطح عملکرد کلی سازه در هر ۴ حالت نمایش داده شده در شکل ۱۲ در محدوده قابلیت استفاده بی‌وقفه (IO) می‌باشد ولی در حالات ACL4.5 و AEL4.5، تعداد مفاصل دارای وضعیت مذکور نسبت به حالات ACL6 و AEL6 بیشتر است. ضمناً در اشکال ۱۲-ب و ۱۲-د، قرار گرفتن سازه در گوشه گود منجر به مواجه شدن آن با پروفیل نشست نامتقارن شده و به تشکیل مفاصل پلاستیک در یکی از دهانه‌های قاب موازی با لبه گود انجامیده است.



شکل ۱۲: الگوی تشکیل مفاصل پلاستیک در ۲ قاب متعامد دربرگیرنده ستون با بیشترین مقدار نشست در حالت: (الف) ACL6 (ب) AEL6 (ج)

AEL4.5 (د) ACL4.5

۶- نتیجه گیری

در این پژوهش ابتدا به کمک نتایج یک مطالعه آزمایشگاهی موجود، مدل عددی برای ارزیابی پدیده نشست تفاضلی بزرگ صحت سنجی شده و سپس از آن برای ارزیابی الگوی بازتوزیع بار در یک سازه مسکونی متداول شهری با سیستم باربر جانبی قاب خمشی بتنی تحت اثر اعمال دو پروفیل نشست متوسط و بزرگ متناظر با گودبرداری استفاده گردید. این پروفیل‌ها به ترتیب دارای نشست حداکثر ۵۱ و ۱۷۸ میلیمتر بودند. بدین منظور چنین فرض شد که سازه مورد نظر در دو موقعیت مختلف گوشه و مرکز تقارن لبه گود قرار گرفته باشد. همچنین به منظور بررسی اثر طول دهانه‌های عمود بر لبه گود، پلان سازه در هر یک از موقعیت‌های مذکور یک بار نیز ۹۰ درجه دوران داده شده و رفتار سازه مجموعاً در هشت حالت تحلیل غیرخطی مورد ارزیابی قرار گرفته است. برخی از مهم‌ترین نتایج بدست آمده از مدل‌های عددی به شرح زیر هستند:

- بررسی تغییرات نیروی محوری ستون‌های طبقه اول در صورت اعمال پروفیل نشست تفاضلی متوسط نشان داد که نیروی محوری فشاری در بسیاری از ستون‌های با نشست زیاد کاهش می‌یابد. البته این کاهش از طریق بازتوزیع بار و افزایش سهم بارگیر سایر ستون‌ها (حتی ستون‌های غیرمجاور و غیر هم محور با ستون دارای حداکثر نشست)، جبران گردید.
- در صورت اعمال پروفیل نشست تفاضلی بزرگ، نه تنها نیروی محوری ستون‌های طبقه اول به صورت غیرخطی تغییر نمود بلکه به ازای نشست حداکثر بین ۵۵ تا ۷۲ میلیمتر، در برخی از ستون‌ها نیروی کششی ایجاد شد. ضمناً ممکن است نیروی محوری برخی از ستون‌های نزدیک به موضع نشست حداکثر در حین نشست تقریباً ثابت مانده و نشست کمتر یک ستون لزوماً متناظر با افزایش سهم آن در بازتوزیع نیروها نباشد.
- در نظر گرفتن اثر گوشه در ترسیم پروفیل نشست بزرگ توانست بر رفتار سازه‌های مورد بررسی موثر باشد. در واقع در حالت قرارگیری سازه در مجاورت گوشه گود دیده شد که ستون با نشست حداکثر، الزاماً افت شدید در نیروی محوری را متحمل نشده و عملکرد آن به میزان نشست ستون‌های اطراف نیز وابسته بود.
- ارزیابی ۸ حالت تحلیلی مورد بررسی نشان داد چنانچه وضعیت قرارگیری سازه نسبت به لبه گود به گونه‌ای باشد که مقدار نشست حداکثر ناشی از پروفیل نشست حدوداً در زیر یک ردیف از ستون‌های موازی با لبه گود رخ دهد (و نه تقریباً در وسط دو ردیف موازی از ستون‌ها)، ایجاد نیروی کششی در تعدادی از ستون‌ها دور از انتظار نخواهد بود. این مسئله با توجه به ضعف ذاتی مصالح بتنی در کشش می‌تواند زمینه‌ساز بروز مشکلات سازه‌ای شود و باید توجه ویژه‌ای به احتمال وقوع آن مبذول گردد.
- بررسی تغییرات نیروی محوری در امتداد ستون‌های با نشست حداکثر در حالات اعمال پروفیل نشست بزرگ نشان داد که تغییر مکان لازم برای تبدیل نیروی محوری به کشش در ستون‌های طبقات فوقانی عدد بزرگتری بوده و در واقع نوعی تاخیر در پاسخ ستون‌های مذکور به نشست دیده شد.
- بررسی الگوی تغییرات لنگر خمشی تیرها پس از اعمال پروفیل نشست متوسط نشان داد که تغییر علامت علاوه بر حداقل یک وجه از محل اتصال به ستون با مقدار نشست حداکثر، در تعداد زیادی از ستون‌های سازه رخ داده است. از این رو بر خلاف حالت حذف یا اعمال نشست صرفاً در محل یک ستون، احتمال بروز ترک خوردگی در بخش‌های گسترده‌ای از تیرهای سازه وجود دارد.
- ارزیابی سطح عملکرد کلی سازه در مواجهه با پروفیل نشست بزرگ نشان داد که سازه در هر ۴ حالت در محدوده قابلیت استفاده بی-وقفه (IO) بوده و بیشترین دوران در انتهای تیر طبقه اول قاب عمود بر لبه گود (دقیقاً در مجاورت لبه گود) رخ داد که این موقعیت هیچ‌گونه تناظری با محل وقوع مقدار نشست حداکثر نداشت. ضمناً قرار گرفتن سازه در گوشه گود منجر به تشکیل مفاصل پلاستیک در یکی از دهانه‌های قاب موازی با لبه گود نیز گردید.

مراجع

- [1] 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.
- [2] Kiakojouri, F., De Biagi, V., Chiaia, B., & Sheidaii, M. R. (2020). Progressive collapse of framed building structures: Current knowledge and future prospects. *Engineering Structures*, 206, 110061.
- [3] Ding, Z., Ji, X., Li, X., & Wen, J. (2019). Numerical Investigation of 3D deformations of existing buildings induced by tunnelling. *Geotechnical and Geological Engineering*, 37(4), 2611-2623.
- [4] 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.
- [5] Fu, J., Yu, Z., Wang, S., & Yang, J. (2018). Numerical analysis of framed building response to tunnelling induced ground movements. *Engineering Structures*, 158, 43-66.
- [6] Arapakou, A. and Papadopoulos, V. (2012). Factors Affecting Differential Settlements of Framed Structures. *Geotechnical and Geological Engineering*, 30(6), 1323-1333.
- [7] Laefer, D. F., Ceribasi, S., Long, J. H., & Cording, E. J. (2009). Predicting RC frame response to excavation-induced settlement. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 135(11), 1605-1619.
- [8] Son, M. (2017). Effect of structural features in a distorting structure due to excavation-induced ground movements. *KSCE Journal of Civil Engineering* 21(6): 2141-2151.
- [9] Son, M., & Cording, E. J. (2020). Estimation of building damage in a 3D distorting structure to tunnel and underground excavation-induced ground movements. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 97, 103222.
- [10] Agrawal, R. and M. Hora (2010). Effect of differential settlements on nonlinear interaction behaviour of plane frame-soil system. *ARP Journal of engineering and applied sciences* 5(7): 75-87.
- [11] Lahri, A. and V. Garg (2015). Effect of differential settlement on frame forces-A parametric study. *International Journal of Research in Engineering and Technology* 4(9): 453-464.
- [12] 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.
- [13] 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*.
- [14] Pachenari, A., Pirayande, E. and 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. doi: 10.22065/jsce.2018.97715.1319
- [15] 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.
- [16] Ren, C. and Yan, B. (2015). Experimental research of the influence of differential settlement on the upper frame structure. *In: 3rd International Conference on Mechanical Engineering and Intelligent System (ICMEIS 2015)*. Yinchuan: ATLANTIS press, 539-544.
- [17] Ou, C. Y., Hsieh, P. G., & Chiou, D. C. (1993). Characteristics of ground surface settlement during excavation. *Canadian geotechnical journal*, 30(5), 758-767.
- [18] Hsieh, P.-G. and C.-Y. Ou (1998). Shape of ground surface settlement profiles caused by excavation. *Canadian geotechnical journal* 35(6): 1004-1017.
- [19] Kung, G. T., Juang, C. H., & Hsiao, E. C. (2006). Ground Settlement Caused by Excavation in Clay—an Empirical Method. In *Underground Construction and Ground Movement* (pp. 363-370).
- [20] Kung, G. T., Juang, C. H., Hsiao, E. C., & Hashash, Y. M. (2007). Simplified model for wall deflection and ground-surface settlement caused by braced excavation in clays. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 133(6), 731-747.
- [21] Finno, R. J., Blackburn, J. T., & Roboski, J. F. (2007). Three-dimensional effects for supported excavations in clay. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 133(1), 30-36.
- [22] SAP2000®, Version 19.2.2 “Linear and Nonlinear Static and Dynamic Analysis and Design of Three-Dimensional Structures,” Computers and Structures Inc., Berkeley, CA, 1997.

- [23] Mander, J. B., Priestley, M. J., & Park, R. (1988). Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of structural engineering*, 114(8), 1804-1826.
- [24] Tavassol, S., Pachenari, A., & Mohammadi, A. (2020). An analytical model on compressive arch action capacity of 3D beam-column sub-assemblages under failure of one or two adjacent interior columns. *Engineering Failure Analysis*, 115, 104690.
- [25] 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.
- [26] Clough, G. W. (1990). Construction induced movements of in situ walls. *Design and performance of earth retaining structures*, 439-470.
- [27] Boscardin, M. D. (1980). *Building response to excavation induced ground movements*. Ph.D. Thesis, University of Illinois, Urbana-Champaign, USA.
- [28] Halim, D. (2008). *Effect of excavation on performance of adjacent buildings* (Doctoral dissertation).
- [29] Institute, I. (2007). *Instruction for Seismic Rehabilitation of Existing Buildings* (Publication No. 360).