

بررسی روند ترک خوردگی و نیروهای طراحی شناژها در پی‌های سطحی با اختلاف تراز

علی خیرالدین (استاد)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه سمنان

علی امیری (کارشناس ارشد)

گروه مهندسی عمران، مؤسسه‌ی آموزش عالی اشراق بجنورد

بی‌نظمی در سازه‌ها از مهم‌ترین عوامل خرابی ساختمان‌ها در زلزله‌های گذشته به‌شمار می‌رود. از انواع بی‌نظمی می‌توان به بی‌نظمی ناشی از اختلاف تراز در طبقات یا پی اشاره کرد. در صورتی که اختلاف تراز دو پی زیاد باشد و نتوان پی‌ها را با مهار یا شیب کم‌تراز ۱۵ درجه به یکدیگر متصل کرد، باید برای اتصال آنها از سه مهار (شناژ) افقی، قائم و مورب و یا دیگر جزئیات مورد تأیید بهره گرفت. طبق آیین‌نامه‌های مختلف، مهار پی‌های بدون اختلاف تراز معمولاً برای درصدی از بیشینه نیروی محوری ستون‌های دو طرف مهار طراحی می‌شوند. در این تحقیق نیز از همین الگو برای بررسی تغییرات نیرویی در میلگردهای مهارها (افقی، قائم و مورب) طی بارگذاری جانبی استفاده شده است. در این راستا ۱۴ مدل اتصال پی همراه با اختلاف تراز (دوبلکسی) در نرم‌افزار ANSYS تحت تحلیل غیرخطی قرار گرفته‌اند، که به‌منظور مطالعه‌ی تغییرات نیروی طراحی مهارها، به بررسی سازه‌یی و مقایسه‌ی چهار نوع اتصال در هر اختلاف تراز خواهیم پرداخت و نیز تغییرات رفتار سازه‌یی هر اتصال با توجه به تغییرات اختلاف تراز پی مورد مطالعه قرار خواهد گرفت. همچنین در این نوشتار به روند توزیع تنش و ترک‌خوردگی در طی بارگذاری، نوع ترک‌ها و محل آن‌ها، و بالاخره زمان و محل تشکیل مفاصل خمیری در هر اتصال پی با اختلاف تراز اشاره شده است. نتایج تحلیل حاکی از آن است که نیروهای طراحی مهارها و میزان ترک‌خوردگی در اتصالات‌های گوه‌پی (دارای مهار افقی، قائم و مورب) به‌مراتب کم‌تر از اتصالات‌های دیگر است، و با افزایش اختلاف تراز احتمال شکست زود هنگام پی بیشتر می‌شود و ممکن است پی قبل از روسازی خود دچار گسیختگی شود.

واژگان کلیدی: اندرکنش خاک و پی، شالوده، مهار مورب، تحلیل ایستای

غیرخطی، ترک‌خوردگی، مفاصل خمیری، اختلاف تراز.

akheirodin@semnan.ac.ir
ali-amiri_1360@yahoo.com

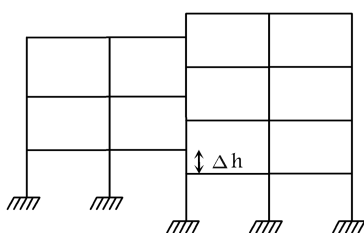
۱. مقدمه

کاملاً مسکوت مانده و هیچ توصیه‌یی برای به دست آوردن پیوند ساختمان‌های دوبلکسی یا نحوه‌ی بارگذاری زلزله‌ی آنها به‌شیوه‌ی ایستای معادل نکرده است و حتی این‌گونه سازه‌ها را نامنظم تلقی نمی‌کند. یادآور می‌شود این‌گونه ساختمان‌های

تاریخ زلزله‌های گذشته و ویرانی‌های حاصله نشان می‌دهد که پتانسیل آسیب‌پذیری سازه‌های نامنظم در مقایسه با بقیه‌ی سازه‌ها بیشتر است. یکی از انواع سازه‌های نامنظم در ارتفاع -- که در بعضی از آیین‌نامه‌ها همچون آیین‌نامه‌ی سیاک (انجمن مهندسان سازه کالیفرنیا) به آن اشاره شده است -- سازه‌های با اختلاف تراز طبقات (سازه‌های دوبلکسی) هستند.

ساختمان‌های دارای اختلاف تراز (یا دوبلکسی) به ساختمان‌هایی گفته می‌شود که سطح کف طبقات در آنها با اختلاف تراز Δh از هم فاصله دارند و بر دو نوع با فاصله و بدون فاصله تقسیم می‌شوند (شکل ۱ و ۲).

متأسفانه آیین‌نامه‌ی زلزله‌ی ایران (استاندارد ۲۸۰۰) در مورد این‌گونه ساختمان‌ها

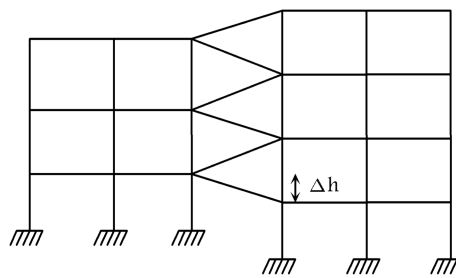


شکل ۱. ساختمان دوبلکسی بدون فاصله.

تاریخ: دریافت ۱۳۸۸/۳/۱۳، اصلاحیه ۱۳۸۸/۹/۲۹، پذیرش ۱۳۸۸/۱۲/۱۱.



شکل ۴. اتصال دو پی با اختلاف تراز برای $\alpha > 15$. [۴]



شکل ۲. ساختمان دوبلکسی با فاصله.



شکل ۳. اتصال غلط دو پی با اختلاف تراز برای $\alpha > 15$. [۴]

نامنظم تحقیقات زیادی انجام شده است که بحثی بسیار گسترده را شامل می‌شود و به دلیل همین گستردگی هنوز سؤالات زیادی در این مورد بدون پاسخ مانده است.

متأسفانه تحقیقات انجام‌گرفته که تمرکز ویژه‌ی بر پی‌های با اختلاف تراز دارد، بسیار محدود است. البته در پی‌های بدون اختلاف تراز تاکنون مطالعات گسترده‌ی درمورد رفتار سیستم‌های خاک - سازه - پی و اثرات اندرکنش این سیستم به‌هنگام وقوع زلزله انجام گرفته است. به نظر می‌رسد که مطالعات انجام‌گرفته درمورد رفتار سیستم‌های خاک - سازه به‌هنگام وقوع زلزله و بررسی اثرات اندرکنش خاک - سازه، از سال ۱۹۶۹ سرعتی جهشی نسبت به سال‌های قبل از آن به خود گرفته و هم‌اکنون نیز تحقیقات در این زمینه ادامه دارد.

در سال ۲۰۰۲ روشی برای حل مسئله‌ی اندرکنش خاک - سازه در حالت سه‌بعدی با استفاده از روش نیم‌فضا و تابع گرین در دامنه‌ی زمان ارائه شد. [۶] در سال ۲۰۰۴ نیز در ادامه‌ی بررسی‌های مربوط به اندرکنش خاک و پی، محققین تغییر مکان‌های غیر ارتجاعی در زمین را طی حرکات و تکان‌های پی‌های سطحی در سه نوع آزمایش فشار قائم (بارگذاری و باربرداری)، فشار جانبی متناوب آهسته، و نیز آزمایش پویا مورد بررسی قرار دادند. [۷] در این آزمایش تغییرات نشست با اعمال نیروی عمودی در آزمایش فشار قائم، و تغییرات حاصل از ممان و چرخش، نیروی افقی و لغزش، چرخش و نشست، لغزش و نیز نشست در مرکز پای یک پی منفرد در آزمایش پویا گزارش و ارائه شده است.

در اندرکنش خاک و پی، «عمق استقرار پی» پارامتری مهم در ارزیابی ظرفیت برشی و خمشی خاک اطراف پی است. محققین در آزمایشات خود دریافتند که با افزایش عمق استقرار پی از صفر به $D=B$ ، ظرفیت برش افقی بین ۴ تا ۱۹ درصد افزایش می‌یابد. [۷]

در مطالعاتی که پژوهش‌گران درمورد اثرات اندرکنش دینامیکی خاک و سازه بر پاسخ لرزه‌ی ساختمان‌های نامنظم داشتند، آنها نامنظمی ساختمان را با معرفی خروج از مرکزیت مرکز سختی از مرکز هندسی پلان ساختمان معرفی کردند. این مطالعات روی سه ساختمان ۵، ۱۰ و ۲۰ طبقه با چهار حالت خاک (خاک رس یا لای نرم، ماسه‌ی متوسط یا رس با سختی متوسط، ماسه‌ی سخت یا رس خیلی سخت، و خاک خیلی سخت یا سنگ) متمرکز بود. در نهایت با اعمال شتاب زلزله‌ی

دارای اختلاف تراز طبقات اغلب به‌علت الزامات معماری (مانند ایجاد شیب‌راه پارکینگ برای جلوگیری از تجمع ورودی طبقات مختلف) یا عدم اشراف همسایه‌ها در واحدهای روبه‌روی هم (در آپارتمان‌های مسکونی) ساخته می‌شوند. [۱] پی ساختمان نیز می‌تواند در ساختمان‌های دوبلکسی یا معمولی در دو تراز ارتفاعی اجرا شود. هنگامی که زمین با خطر لغزش مواجه نیست امکان طراحی پی‌ها در ترازهای متفاوت وجود دارد. در این شرایط محل شالوده باید به‌گونه‌ی تعیین شود که شیب بیشینه‌ی مهار وصل‌کننده‌ی دو پی از ۱۵ درجه بیشتر نشود (شکل ۳). [۲]

اگر اختلاف سطح دو پی زیاد باشد و اتصال پی‌ها توسط مهار با شیب کم‌تر از ۱۵ درجه ممکن نباشد، باید دو پی را به‌کمک سه مهار افقی، قائم و مورب و با دیگر جزئیات تأییدشده به هم متصل کرد. [۲] جزئیات متفاوتی برای اتصال دو پی با اختلاف تراز وجود دارد که هر یک نیازمند تحقیقاتی وسیع است؛ اتصال نشان داده شده در شکل ۴ از آن جمله است. [۴]

در حالت کلی سازه با خاک اطراف خود برهم‌کنش دارد. در سازه‌های متکی بر زمین صلب، حرکت پایه‌ی سازه بر اثر زلزله، برابر همان حرکت میدان آزاد و زمین است. برای سازه‌های متکی بر خاک انعطاف‌پذیر، حرکت پی معمولاً با حرکت میدان آزاد اختلاف دارد. این اختلاف ممکن است شامل یک مؤلفه‌ی حرکت گهواره‌ی مهم، به‌علاوه‌ی یک مؤلفه‌ی جانبی یا انتقالی نسبت به زمین باشد. مؤلفه‌ی حرکت گهواره‌ی به‌ویژه در سازه‌های بلند اهمیت می‌یابد. [۵]

بر اثر اندرکنش خاک - سازه ممکن است عکس‌العمل سازه افزایش یا کاهش یابد. این موضوع به مشخصه‌ها و خواص سازه و نیز به خاک و حرکت زمین موردنظر بستگی دارد، و لذا ممکن است اندرکنش خاک - سازه طرح لرزه‌ی سازه را از حاشیه‌ی اطمینان خارج یا آن را غیر اقتصادی کند. [۴] تاکنون درمورد سازه‌های

تغییر مکان جانبی روسازه در طبقه دوم در حد، معیار توقف تحلیل ایستای غیر خطی باشد. این معیار براساس آیین نامه ی FEMA-۳۵۶ برابر با $0.4H$ انتخاب شده است.^[۱۱] در پایان، و پس از تحلیل ایستای خطی روسازه ها، تغییر مکان در ۰/۵ متری بالای پای ستون ها به عنوان معیار توقف تحلیل ایستای غیرخطی پی ها انتخاب شده است.

لازم است یادآور شویم که تحلیل ایستای غیرخطی به دو روش تغییر مکان کنترل و بار کنترل (پوش آوری) انجام می شود. در این تحقیق به منظور هم گرایی سریع تر و بهتر، از روش تغییر مکان کنترل استفاده شده است.

۲.۲. خصوصیات مصالح

۲.۲.۱. بتن

در این تحقیق که از برنامه ANSYS استفاده شده است، از مدل بتن مورد استفاده در المان Solid ۶۵ می توان برای مدل کردن رفتار غیرخطی بتن در ترک خوردگی (در سه جهت عمود بر هم)، گسیختگی فشاری، خزش^۵ و تغییر شکل های خمیری بهره گرفت.^[۱۲]

منحنی تنش-کرنش بتن را می توان براساس معادله ی هاگنستاد اصلاح شده که در رابطه ی ۱ معرفی شده است، تبیین کرد. این منحنی در شکل ۵ نمایش داده شده است.^[۱۳]

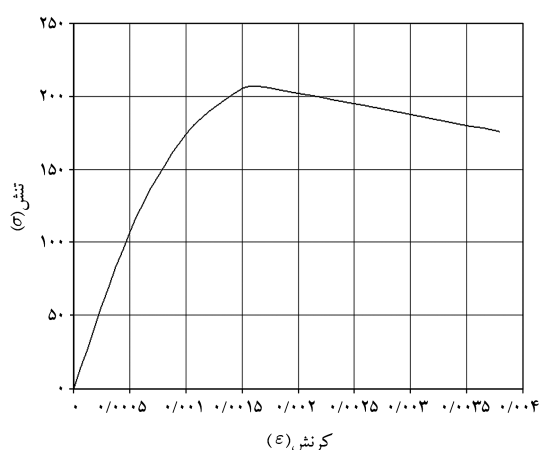
$$f_c = f_c'' \left[\frac{\frac{2}{\varepsilon_c}}{\varepsilon_c} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c} \right)^2 \right] \quad (1)$$

$$f_c'' = 0.9 f_c', \quad \varepsilon_c = 1.8 \frac{f_c''}{E_c}, \quad \varepsilon_{cu} = 0.0038$$

که در آن f_c' مقاومت فشاری ۲۸ روزه ی نمونه ی استوانه یی و ε_{cu} کرنش نهایی بتن در فشار است. از سوی دیگر، براساس تحقیقات انجام شده تنش ترک خوردگی بتن عبارت است از:^[۱۴]

$$f_{cr} = 0.31 \sqrt{f_c'} \quad (2)$$

باید توجه داشت که به ازای ضریب انتقال برش کم تر از ۰/۲، معمولاً مشکلاتی در هم گرایی ایجاد می شود.^[۱۵] به همین دلیل در حل مسائل مختلف در این تحقیق



شکل ۵. منحنی تنش-کرنش بتن براساس معادله ی هاگنستاد اصلاح شده در ناحیه ی فشاری.^[۴]

السنتر (۱۹۴۰) بیشینه تغییر مکان های سازه در حالت های مختلف مورد بررسی قرار گرفت.^[۸]

این تحقیقات با مطالعه ی تأثیرات اندرکنش خاک - سازه در ارزیابی شاخص های خسارت ساختمان ها،^[۹] و نیز بررسی سیستم های کنترل فعال در ساختمان های نامنظم با در نظر گرفتن اندرکنش خاک - سازه^[۱۰] ادامه یافت.

۲. شیوه ی تحقیق

۲.۱. روش های تحلیل

در ارزیابی ساختمان های موجود، چهار سطح تحلیل برای انجام تحلیل سازه یی مناسب وجود دارد. هریک از این روش ها به ترتیب ارائه شده مدلی دقیق تر از عملکرد واقعی ساختمان در برابر بارهای زلزله فراهم می آورد، اگرچه مستلزم صرف وقت بیشتر برای فراهم آوردن داده های اولیه و انجام محاسبات مربوطه است:

۱. روش ایستای خطی (LSP)^۱ که فقط برای ساختمان های معمولی -- که پاسخ در قسمت کشسان قرار می گیرد -- مناسب است.

۲. روش پویای خطی (LDP)^۲ که قادر است ساختمان های غیرعادی را مدل کند، و البته برای ساختمان هایی مناسب است که پاسخ های اولیه شان در قسمت کشسان قرار دارد.

۳. روش ایستای غیرخطی (NSP)^۳ که طی آن ساختمان هایی که در حد پس از کشسان بارگذاری شده اند مورد ارزیابی قرار می گیرند، اگرچه این روش به طور کامل پاسخ های پویا را در بر نمی گیرد (به ویژه در مورد اثر موده های بالاتر).

۴. روش پویای غیرخطی (NDP)^۴ که کامل ترین نوع تحلیل است و علاوه بر اثرات پویا پاسخ های غیرکشسان را نیز مدل می کند. با این وجود این روش نسبت به فرضیات مربوط به نحوه ی مدل کردن و حرکات زمین حساس است.

تحلیل های خطی رایج رفتار دقیق سازه تحت اثر بارگذاری فوق العاده ی زلزله را به خوبی نشان نمی دهد، واقعیت این است که تحت اثر بارگذاری زلزله، رفتار اغلب سازه ها به صورت غیرخطی خواهد بود؛ یعنی در بسیاری از اعضای سازه مفاصل خمیری تشکیل خواهد شد. روشن است که بهترین روش، هر دو اثر غیرخطی بودن و اثرات پویایی را در بر می گیرد و در نتیجه روش NDP بر روش های دیگر ارجح است. این روش تحلیل معایبی نیز دارد که استفاده از آن را محدود کرده است، از این رو روش NSP به عنوان روش استاندارد بین محققین و مهندسين سازه مورد قبول واقع شده است.

تحلیل غیرخطی معمولاً تا انهدام سازه پیش می رود اگرچه برای انهدام سازه معیارهای متفاوتی ذکر شده که از آن جمله می توان به گسیختگی مفاصل، تشکیل سازوکار، و تغییر مکان غیرخطی اشاره کرد. ضوابط آیین نامه یی محدودیت هایی برای جابه جایی نسبی یا کلی طبقه و یا دوران گره ها در نظر می گیرد. مثلاً آیین نامه های UBC و NEHRP محدودیت بیشینه جابه جایی نسبی طبقه یا کل طبقه را برحسب پر یود سازه در نظر می گیرند و آیین نامه ی AISC بیشینه دوران گره ها را به عنوان حد توقف تحلیل در نظر می گیرد.

در این تحقیق، کلیه ی مدل های پی تحت تحلیل ایستای غیرخطی قرار گرفته اند. راستای اعمال تغییر مکان در ۰/۵ متری بالای پای ستون ها، و از طرف پی پایینی به پی بالایی است. بدین منظور ابتدا روسازه ی آن تحت بارگذاری جانبی و تحلیل ایستای خطی قرار گرفته است. میزان بارگذاری جانبی روسازه به گونه یی است که

ضریب انتقال برش در ترک باز معادل 0.3 ، و در ترک بسته معادل 1 در نظر گرفته شده است. مقاومت فشاری 28 روزه نمونه‌ی استوانه‌یی و ضریب پواسون بتن نیز به ترتیب 230 کیلوگرم بر سانتی متر مربع و 0.2 فرض شده است.

۲.۲.۲. میلگرد

برای مدل‌سازی میلگرد ($\Phi 14$) مستقیماً از المان ۸ Link استفاده شده و به منظور در نظر گرفتن رفتار غیرخطی مصالح میلگرد، در نرم‌افزار ANSYS از معیار BKIN استفاده شده است (شکل ۶). طبق معیار BKIN، رفتار غیرخطی مصالح میلگرد به صورت دوخطی مدل می‌شوند. تنش تسلیم میلگردهای فولادی 3000 کیلوگرم بر سانتی متر مربع فرض شده است.

۳.۲.۲. خاک

باید توجه داشت که سازه با خاک اطراف خود در کش متقابل است؛ بنابراین تحلیل سازه‌ها بدون در نظر گرفتن خاک اطراف آنها ممکن نیست. همچنین در بسیاری از حالات قابل توجه -- مانند تحریکات ناشی از زلزله -- نیروهای وارده به خاک‌های اطراف سازه اعمال می‌شود و این بدان معناست که در مدل‌سازی باید به این موارد توجه داشت. خاک محیطی نیم‌بی‌نهایت و نامحدود است. برای بارهای ایستا می‌توان یک مرز ساختگی در فاصله‌یی مناسب از سازه، که پاسخی در ماوراء آن مرز وجود ندارد، در نظر گرفت. اما در مورد بارهای پویا این عملکرد مناسب نیست. مرزهای ساختگی به جای این که امواج حاصل از سازه‌ی مرتعش‌شده را به محیط نامحدود خارجی هدایت کنند، آنها را به حوزه‌ی خاک مش‌بندی شده‌ی داخل منعکس می‌کنند. بنابراین لازم است محیط خاک و پی به طور صحیح مدل شوند. [۱۶]

خاک را می‌توان با مدل‌سازی‌های مختلفی همچون مدل نیم‌فضا (کشسان، کشسان - خمیری و غیرکشسان)، مدل المان محدود، مدل فنر و کمک فنر winkler و نیز مدل ترکیبی نیم‌فضا و اجزاء محدود، مورد بررسی قرار داد. در این تحقیق، خاک به روش فنر winkler و به کمک المان ۱۴ Combin در نرم‌افزار ANSYS مدل‌سازی شده است. [۱۷]

خاک از نوع III (خاک رس نسبتاً سخت یا ماسه‌ی نامتراکم) با مشخصات $E = 200 \text{ kg/cm}^2$ ، $K_X = 23500 \text{ kg/cm}$ و $K_Z = 27500 \text{ kg/cm}$ و $\nu = 0.2$ است. که در آنها E ضریب کشسانی خاک، ν ضریب پواسون خاک، و K_X و K_Z به ترتیب ضریب سختی معادل فنر در حالت افقی و قائم‌اند. [۱۸، ۱۷]

۴.۲.۲. آجر

تنش مجاز فشاری در دیوارهای باربر آجری (f_{cb})، بر حسب نوع ملات مصرفی، برابر با کسری از مقاومت فشاری آجر در نظر گرفته می‌شود. در این تحقیق مقاومت فشاری دیوار آجری برابر 12 کیلوگرم بر سانتی متر مربع در نظر گرفته شده است. [۱۹]

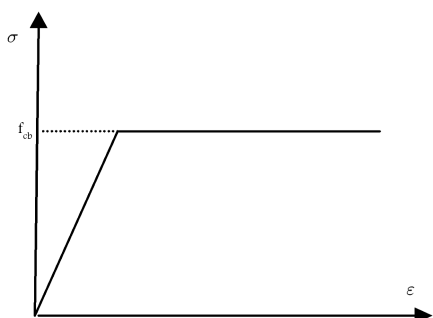
آنچه مشخص است، دیوارهای باربر آجری دارای رفتار غیر خطی هستند. به طوری که این رفتار وابسته به هندسه دیوار (طول، ارتفاع و ضخامت)، نوع ملات و آجر مصرفی، وجود یا عدم وجود قاب پیرامونی دیوار، درز بین قاب و میان‌قاب (دیوار)، ابعاد قاب و... است. [۲۰] در این تحقیق چون دیوار در درون یک قاب گوه‌یی شکل قرار گرفته است، رفتار آن قابل مقایسه با یک دیوار آجری با قاب مستطیل شکل نیست. بنابراین رفتار قاب در این قسمت به صورت ایده‌آل فرض می‌شود (شکل ۷).

مقدار مدول کشسانی آجر براساس توصیه پیش‌استاندارد FEMA-۳۵۶، [۲۱] 6600 kg/cm^2 به دست می‌آید. ضریب پواسون آجر 0.2 و حداقل مقاومت کششی آجر نیز $1/5 \text{ kg/cm}^2$ فرض می‌شود.

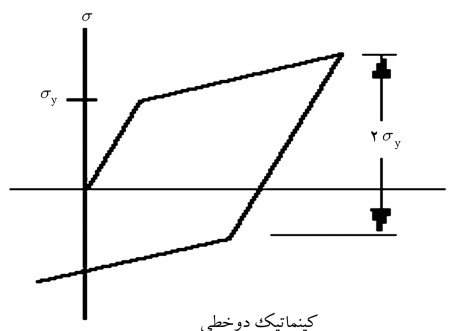
۳.۲. معرفی مدل‌ها

به جهت در نظر گرفتن معیار توقف تحلیل ایستای غیر خطی پی‌ها و توزیع برش صحیح در پای ستون‌های پی‌های با اختلاف تراز و همچنین در نظر گرفتن تأثیر مهارهای افقی متصل به ستون در تحلیل روسازه در ابتدا روسازه‌هایی برای پی‌ها در نظر گرفته و تحلیل شده است. روسازه‌های تحلیل شده، سازه‌های بتنی دوبعدی یک دهانه‌ی دوطبقه است که فقط در پی دارای اختلاف تراز است. فاصله‌ی افقی بین دو پی منفرد معادل 4 متر، ارتفاع طبقات 2.8 متر و بار ثابت اولیه 7 تن است. به منظور جلوگیری از ایجاد اولین مفصل خمیری در پای ستون‌ها در مدل‌های ANSYS، مقطع ستون‌ها $40 \text{ cm} \times 40 \text{ cm}$ و مقطع تیرها $40 \text{ cm} \times 30 \text{ cm}$ در نظر گرفته شده است. اختلاف ترازها در پی معادل صفر، 75 ، 160 و 280 سانتی‌متر و به گونه‌یی فرض شده‌اند که شیب مهارهای مورب در مدل‌ها به ترتیب 15° ، 30° و 45° درجه باشد. در کلیه‌ی مدل‌ها ابعاد پی منفرد $40 \text{ cm} \times 120 \text{ cm} \times 120 \text{ cm}$ و ابعاد مقطع مهار $40 \text{ cm} \times 30 \text{ cm}$ است. خلاصه‌یی از مدل‌های معرفی‌شده در این قسمت در جدول ۱ آمده است. مدل‌های معرفی‌شده مدل‌های رایج در صنعت ساختمان هستند که صحیح یا غلط مورد استفاده‌ی فراوان قرار می‌گیرند. برای مقایسه، پی بدون اختلاف تراز نیز در نمونه‌ها گنجائیده شده و مورد تحلیل قرار گرفته است (شکل ۸). به عنوان نمونه، نمای سه‌بعدی از مدل‌ها در اختلاف تراز 160 سانتی‌متر (30° درجه) در شکل‌های ۹ الی ۱۴ آمده است.

در نام‌گذاری مدل‌ها، حرف T نشان‌گر مهار، H نشان‌گر مهار افقی، V نشان‌گر مهار قائم، O نشان‌گر مهار مورب، B نشان‌گر آجر، و اعداد 15 ، 30 و 45 به ترتیب نشان‌گر زاویه‌ی اختلاف تراز 15° ، 30° و 45° درجه هستند.



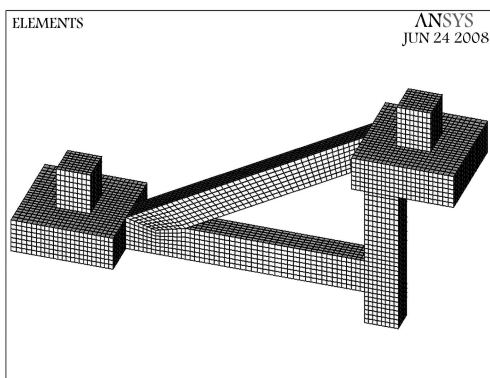
شکل ۷. منحنی تنش - کرنش دیوار آجری در حالت ایده‌آل.



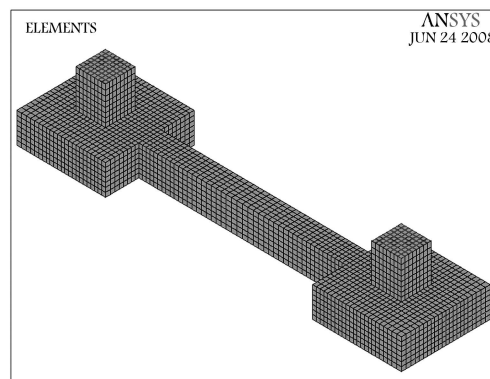
شکل ۶. معیار BKIN در نرم‌افزار ANSYS. [۲۲]

جدول ۱. مدل‌های مورد بررسی پی منفرد با اختلاف تراز.

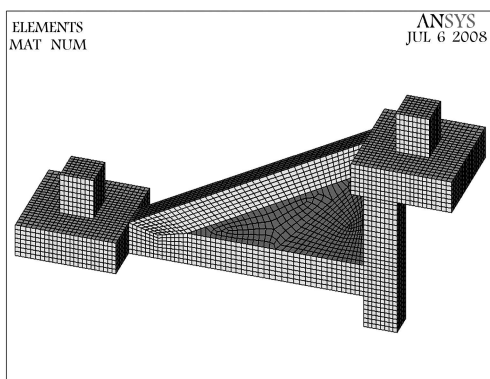
مهار مورب	مهار افقی، قائم و مورب	مهار افقی و قائم	مهار افقی	اختلاف تراز	نام مدل
TO۱۵	-	THV۱۵	TH۱۵	۱۵ درجه (۰٫۷۵m)	نام مدل
TO۳۰	THVO۳۰	THV۳۰	TH۳۰	۳۰ درجه (۱٫۶m)	نام مدل
۱۵	۱۲	۱۱	۱۰		شکل
-	THVO۳۰-B	-	-		نام مدل
-	۱۳	-	-		شکل
-	THVO۳۰-BV	-	-		نام مدل
-	۱۴	-	-		شکل
TO۴۵	THVO۴۵	THV۴۵	TH۴۵	۴۵ درجه (۲٫۸m)	نام مدل



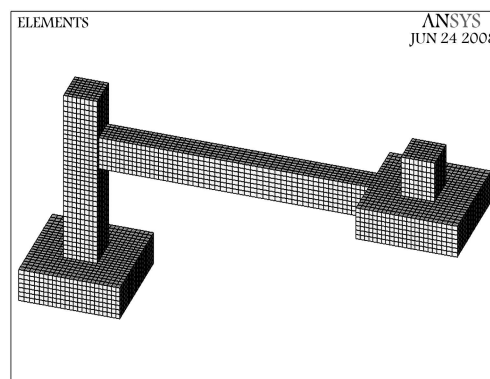
شکل ۱۱. نمای سه بعدی مدل گوهی THVO۳۰.



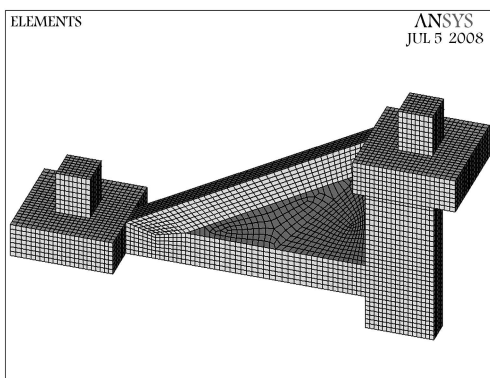
شکل ۸. نمای سه بعدی از مدل پی بدون اختلاف تراز.



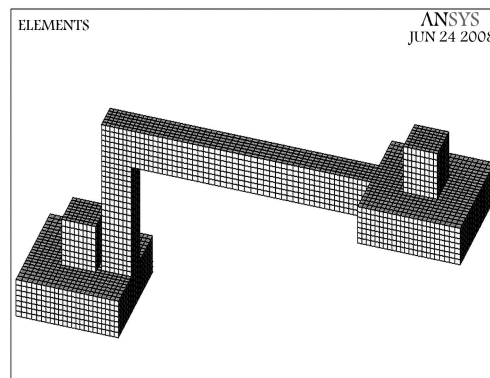
شکل ۱۲. نمای سه بعدی مدل گوهی THVO۳۰-B.



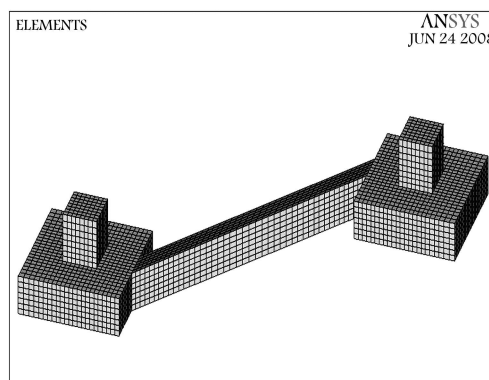
شکل ۹. نمای سه بعدی مدل TH۳۰ (مهار افقی).



شکل ۱۳. نمای سه بعدی مدل THVO۳۰-BV (گوهی کامل).



شکل ۱۰. نمای سه بعدی مدل THV۳۰ با مهار افقی و قائم.



شکل ۱۴. نمای سه بعدی مدل ۳۰° TO با مهار مورب.

مهار افقی به قائم مشاهده می شود. با افزایش بارگذاری، در ناحیه ی اتصال مهار افقی به قائم و مهار افقی به پی بالایی و پای ستون بالایی و نهایتاً پی بالایی ترک خوردگی هایی ایجاد می شود و گسترش می یابد. این در حالی است که میزان و سرعت ترک خوردگی در ناحیه ی اتصال مهار افقی به پی بالایی از نواحی دیگر بیشتر است و نهایتاً منجر به تخریب در همین ناحیه می شود. در مهار قائم هم ترک خوردگی هایی مشاهده می شود که بیشتر به صورت خمشی ایجاد شده اند. ترک خوردگی در این مدل به عنوان نمونه در اختلاف تراز ۱۶۰ سانتی متر در انتهای بارگذاری در شکل ۱۶ مشخص است.

در مدل های مهار مورب (TO) در ابتدای بارگذاری در ناحیه ی اتصال مهار افقی به پی بالایی ترک هایی مشاهده می شود. با افزایش بارگذاری جانبی، مهار در نواحی اتصال به پی و در طول مهار ترک می خورد. سرعت پیشروی این ترک خوردگی ها در ناحیه ی اتصال به پی بالایی بیشتر است، و مقدار و طول بیشتری دارد. در این حین ترک هایی قابل توجه در ستون و پی بالایی نیز مشاهده می شود. اگر به این مدل در اختلاف ترازهای متفاوت دقت کنیم، متوجه می شویم که هرچه اختلاف تراز بیشتر شود ترک خوردگی در طول و در ارتفاع مهار مورب افزایش می یابد (شکل های ۱۷ و ۱۸). به طوری که در مدل ۴° THL که مدلی با اختلاف تراز صفر (بدون اختلاف تراز) است، طول ترک خوردگی مهار در انتهای بارگذاری حدود ۵۷ درصد طول مهار است، و ترک خوردگی در ناحیه ی اتصال مهار به پی بالایی (پی سمت راست) نیز در بالای مقطع و در ناحیه ی اتصال مهار به پی پایینی (پی سمت چپ) در پایین مقطع است (شکل ۱۸). هنگامی که اختلاف تراز به ۷۵ سانتی متر می رسد (مدل ۱۵° TO)، طول ترک خوردگی به حدود ۸۰ درصد طول مهار می رسد و ترک ها در ارتفاع مهار

۳. بررسی و تحلیل نتایج

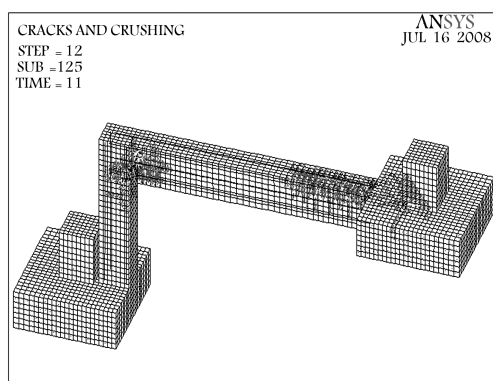
۳.۱. بررسی ترک خوردگی در اتصالات مختلف پی در هر اختلاف تراز

بررسی و مطالعه ی توزیع تنش و ترک خوردگی، روند انتشار آن در طی بارگذاری، نوع ترک ها و محل آن ها در هر سازه ی بتنی بسیار مفید است. در این قسمت به بررسی ترک خوردگی و موارد مرتبط با آن در هر اتصال می پردازیم.

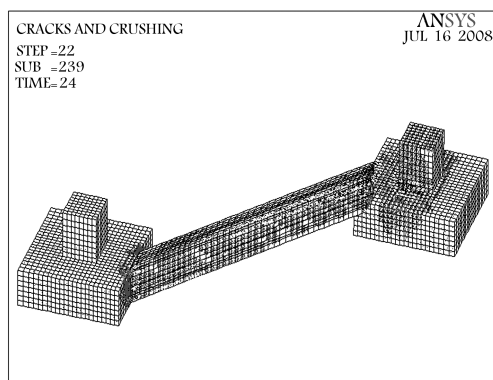
در مدل های مستقیم مهار افقی به ستون (TH) با اعمال بارگذاری در ناحیه ی اتصال مهار افقی به ستون ترک هایی مشاهده می شود. با افزایش بارگذاری، ابتدا ترک خوردگی در درون مهار افقی پیشروی می کند. این ترک خوردگی ها بیشتر به صورت خمشی ایجاد شده اند. با بارگذاری بیشتر، ترک خوردگی درون ستون نیز ایجاد می شود و گسترش می یابد. هم زمان با ترک خوردگی ستون، مهار افقی در محل اتصال آن به پی و پای ستون بالایی نیز دچار ترک خوردگی می شود. هرچه اختلاف تراز بیشتر باشد، تمایل ترک خوردگی در ستون افزایش و در مهار افقی (ناحیه ی اتصال به ستون و ناحیه ی اتصال به پی بالایی) و در پای ستون بالایی کاهش می یابد. ترک خوردگی ها تا حدی پیش می روند که پی در ناحیه ی چشمه ی اتصال مهار افقی به ستون دچار تغییر شکل های بزرگ و گسیختگی می شود.

نمایی سه بعدی از ترک خوردگی در این مدل (به عنوان نمونه در اختلاف تراز ۱۶۰ سانتی متر در مرحله ی آخر بارگذاری) در شکل ۱۵ نمایش داده شده است. ترک خوردگی ها در مهار افقی بیشتر به صورت خمشی و در ستون به صورت ترکیبی از برش و خمش هستند.

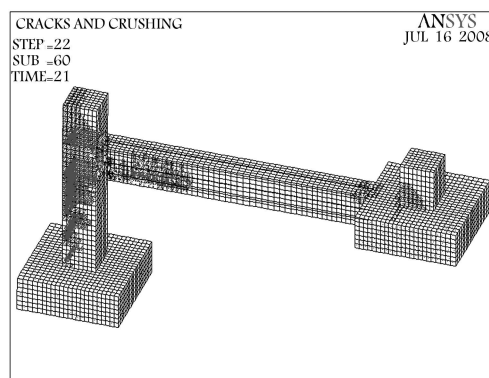
در مدل مهار افقی و قائم (THV)، با اعمال بارگذاری ترک هایی در محل اتصال



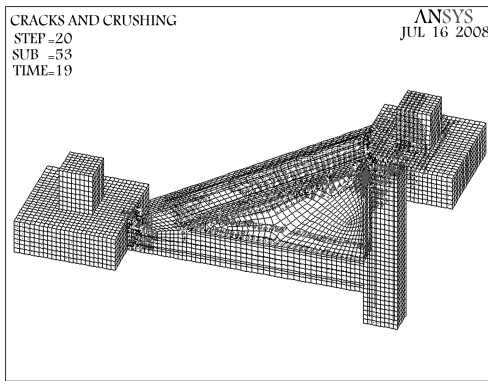
شکل ۱۶. نمای سه بعدی از ترک خوردگی در مدل ۳۰° THV.



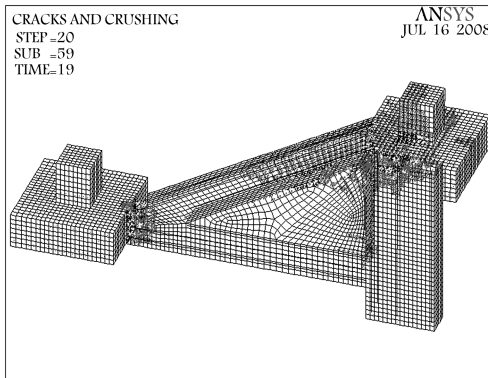
شکل ۱۷. نمای سه بعدی از ترک خوردگی در مدل ۳۰° TO.



شکل ۱۵. نمای سه بعدی از ترک خوردگی در مدل ۳۰° TH.



شکل ۲۰. نمای سه بعدی از ترک خوردگی در مدل THVO۳۰-B.



شکل ۲۱. نمای سه بعدی از ترک خوردگی در مدل THVO۳۰-BV.

با افزایش سختی مهار قائم، ترک‌های اول در ناحیه‌ی اتصال مهار افقی و مورب به پی پایینی ایجاد می‌شود. با افزایش بارگذاری، ستون بالا و پی بالا نیز دچار ترک خوردگی می‌شوند. در مرحله‌ی بعد ترک‌ها در نواحی اتصال مهار قائم به پی بالایی و مهار مورب به پی بالایی ایجاد می‌شود. در این حین ترک‌هایی در ناحیه‌ی اتصال آجر به مهار قائم مشاهده می‌شود. با افزایش بارگذاری جانبی ترک‌ها در این نواحی، به‌خصوص مهار مورب و آجرهای متصل به آن گسترش می‌یابند. ذکر این نکته ضروری به نظر می‌رسد که با افزایش سختی جانبی مهار قائم از میزان ترک خوردگی در کل مدل -- به‌ویژه در مهار مورب و آجرها -- کاسته شده است. مسلماً با افزایش بیشتر سختی جانبی مهار قائم، و رسیدن به توصیه‌ی مطرح شده در کتاب تعمیر و نگهداری ساختمان تألیف حسین زم‌رشیدی^[۱۳] (مهار قائم با مقطع دایره‌یی به قطر ۱ متر)، ترک‌ها کاهش بیشتری خواهند داشت. آنچه در شکل ۲۱ مشاهده می‌شود، ترک خوردگی در انتهای بارگذاری در مدل گوه‌یی با آجرکاری و افزایش سختی مهار قائم است.

۲.۳. بررسی زمان و محل تشکیل مفاصل خمیری و گسیختگی

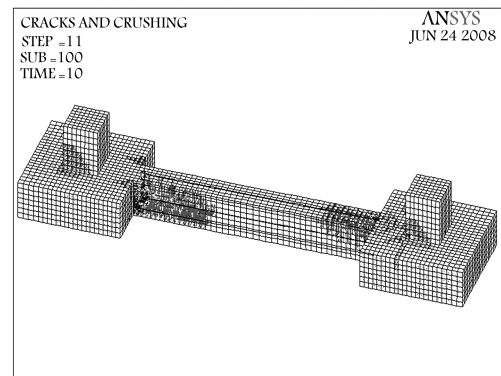
سازه‌یی پی

چنان‌که اشاره شد، معیار حد توقف تحلیل‌های غیرخطی براساس معیار حد توقف روسازه در آیین‌نامه‌ی FEMA-۳۵۶ (۲۰۰۲) است؛ H متوسط ارتفاع روسازه در دو طرف پی با اختلاف تراز فرض شده است. البته در تحلیل مدل‌ها به این معیار بسنده نشده است و تحلیل‌ها تا گسیختگی سازه‌یی پی پیش رفته‌اند. نتایج حاصل از تحلیل‌ها بیان‌گر آن است که بعضی از مدل‌ها قبل از حد توقف معرفی شده و بعضی

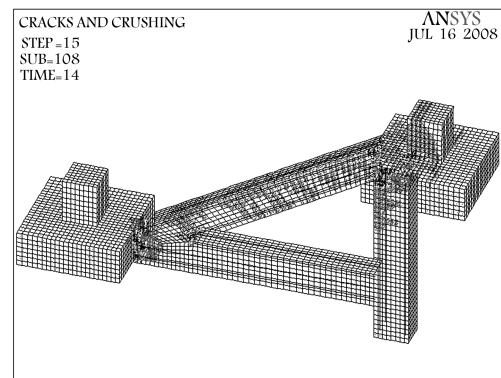
نیز گسترش می‌یابند. با افزایش اختلاف تراز به ۱۶° و ۲۸° سانتی‌متر، کل مهار در طول و در ارتفاع خود دچار ترک خوردگی می‌شود (شکل ۱۷).

با بررسی و مطالعه‌ی روند ترک خوردگی در مدل‌های گوه‌یی (بدون آجرکاری و افزایش سختی جانبی مهار) مشاهده می‌شود که اولین ترک‌ها در ناحیه‌ی اتصال مهار قائم به پی بالایی ایجاد شده است. با افزایش بارگذاری نواحی اتصال مهار افقی و مورب به پی پایینی و مهار مورب به پی بالایی و پای ستون بالایی و بالاخره پی بالایی دچار ترک خوردگی می‌شود، به‌طوری که اکثر ترک‌ها به‌صورت خمشی ایجاد شده‌اند. مشابه مدل‌های مهار مورب TO، مقدار و سرعت افزایش ترک خوردگی در ناحیه‌ی اتصال مهار مورب به پی بالایی بیش از نواحی دیگر است. البته مقدار و طول ترک خوردگی در مهار مورب این مدل‌ها، کمی کم‌تر از مدل‌های مهار مورب TO است. همچنین با افزایش اختلاف تراز مقدار ترک خوردگی در مهار مورب افزایش می‌یابد. بررسی بیشتر نشان می‌دهد که با افزایش بارگذاری، انواع ترک‌ها در نواحی اتصال مهارها به پی‌ها ایجاد می‌شود و نهایتاً در همین نواحی گسیختگی‌های سازه‌یی به وجود می‌آید. ترک خوردگی در پایان بارگذاری در مدل گوه‌یی (بدون آجرکاری و افزایش سختی جانبی مهار قائم) در شکل ۱۹ آمده است.

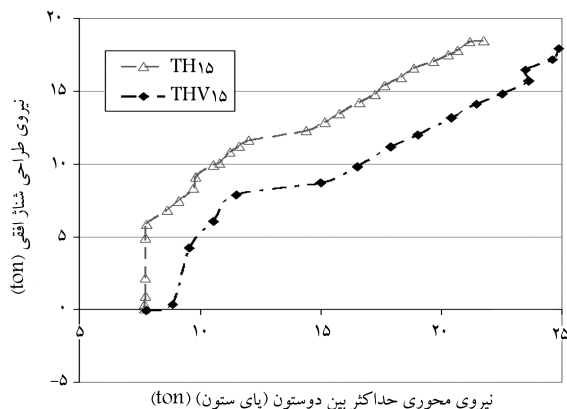
روند ترک خوردگی مدل گوه‌یی با آجرکاری درون گوه مشابه حالتی است که آجرکاری وجود ندارد، البته با این تفاوت که با اجرای آجرکاری اصولی درون گوه از میزان و طول ترک‌ها در مهار مورب کاسته می‌شود. ترک‌ها در آجر، ابتدا در ناحیه‌ی اتصال با مهار مورب ایجاد می‌شود و سپس در پیرامون آجرکاری (محل اتصال آجر با بتن کلیه‌ی مهارها) گسترش می‌یابد. شکل ۲۰ ترک خوردگی را در پایان بارگذاری در مدل گوه‌یی با آجرکاری نشان می‌دهد.



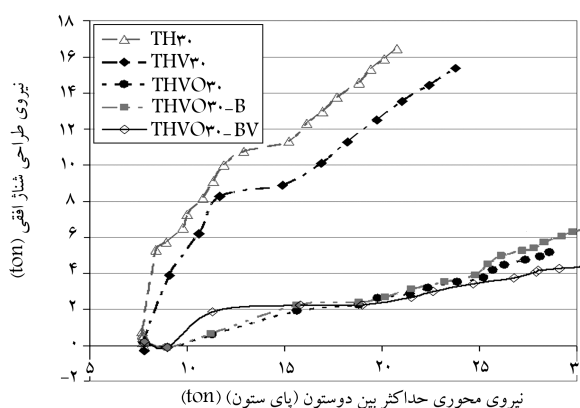
شکل ۱۸. نمای سه بعدی از ترک خوردگی در مدل THL۴.



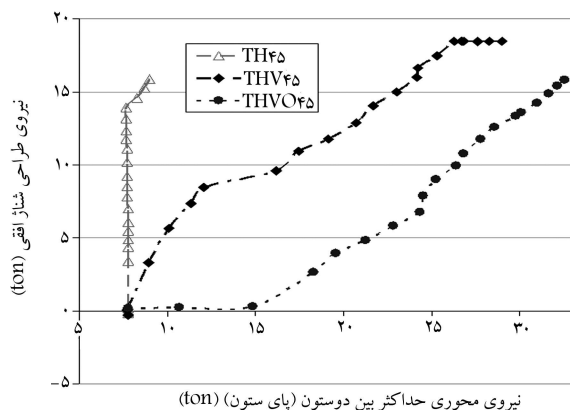
شکل ۱۹. نمای سه بعدی از ترک خوردگی در مدل THVO۳۰.



شکل ۲۲. تغییرات نیروی طراحی مهار افقی در مقابل نیروی محوری بیشینه بین دو ستون در اختلاف تراز ۷۵ سانتی متر (۱۵ درجه).



شکل ۲۳. تغییرات نیروی طراحی مهار افقی در مقابل نیروی محوری بیشینه بین دو ستون در اختلاف تراز ۱۶۰ سانتی متر (۳۰ درجه).



شکل ۲۴. تغییرات نیروی طراحی مهار افقی در مقابل نیروی محوری بیشینه بین دو ستون در اختلاف تراز ۲۸۰ سانتی متر (۴۵ درجه).

آنچه که در جدول ۲ ارائه شده است مربوط به جزئیاتی است که در شکل‌های ۲۲ تا ۲۴ به آن اشاره شده است.

نیروی ایجاد شده در میلگردهای مهارافقی در مدل‌های مهارافقی به تغییرات اختلاف تراز حساس است. این در حالی است که این نیرو با افزایش اختلاف تراز از ۷۵ سانتی متر به ۱۶۰ سانتی متر (۱۵ درجه)، کاهش ۶ درصدی و با افزایش اختلاف تراز از ۱۶۰ سانتی متر به ۲۸۰ سانتی متر (۱۵ درجه)، افزایش ۹۷ درصدی داشته

دیگر بعد از آن دچار گسیختگی شده‌اند. مطابق بررسی‌های انجام شده، حدود ۴۰ درصد مدل‌ها قبل از حد توقف معرفی شده دچار گسیختگی سازه‌یی شده‌اند. این موضوع نشان می‌دهد که معیار معرفی شده معیار مناسبی برای حد توقف تحلیل‌ها نیست، به طوری که حدود ۶۰ درصد مدل‌ها قادر به تحمل بار بیش از حد معرفی شده بوده‌اند.

البته شکست زود هنگام بعضی از مدل‌ها و قبل از حد توقف معرفی شده این نکته را خاطرنشان می‌کند که احتمالاً پی قبل از روسازی خود دچار گسیختگی خواهد شد. این موضوع می‌تواند در تحلیل روسازه با در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه و همچنین فرض یک پارچه‌سازی روسازه طی حرکات زمین بسیار قابل توجه و مهم باشد، در حالی که مدل‌های پی بدون اختلاف تراز قبل از حد توقف معرفی شده دچار گسیختگی نشده‌اند. بنابراین گسیختگی قبل از حد توقف معرفی شده در پی‌های با اختلاف تراز، زود هنگام شمرده شده است. با افزایش اختلاف تراز، احتمال شکست زود هنگام پی بیشتر می‌شود، به طوری که در هیچ‌کدام از مدل‌ها با اختلاف تراز ۷۵ سانتی متر، شکست زود هنگام رخ نداده است.

در مدل‌هایی که مهار افقی به طور مستقیم به ستون متصل شده، در هر دو اختلاف تراز ۱۶۰ و ۲۸۰ سانتی متر گسیختگی زود هنگام اتفاق افتاده است. گسیختگی‌ها در محل اتصال مهار به ستون و در خود ستون رخ داده است، البته به نظر می‌رسد که حد توقف معرفی شده برای این مدل‌ها -- که براساس متوسط ارتفاع روسازه در دو طرف پی با اختلاف تراز است -- بیش از آن چیزی باشد که برای حد توقف تحلیل روسازه لازم است. زیرا مهار افقی باعث کاهش تغییر مکان‌های روسازه می‌شود.

در مدل‌هایی که مهار افقی و قائم دارند، (THV۳۰، THV۴۵ و THV۱۵) گسیختگی در محل اتصال مهار افقی به پی بالایی ایجاد می‌شود. در مدل‌های دارای مهار افقی، قائم و مورب نیز گسیختگی در محل اتصال مهار افقی و مورب به پی اتفاق می‌افتد. ضمناً با مدل‌سازی آجر در بین سه مهار افقی، قائم و مورب و افزایش سختی مهار قائم در مدل‌ها با مدل گوه‌یی (مدل‌های دارای مهار افقی، قائم و مورب) احتمال گسیختگی زود هنگام کاهش می‌یابد. به طوری که در هیچ‌یک از مدل‌های THVO۳۰-B و THVO۳۰-BV گسیختگی زود هنگام اتفاق نیفتاده است.

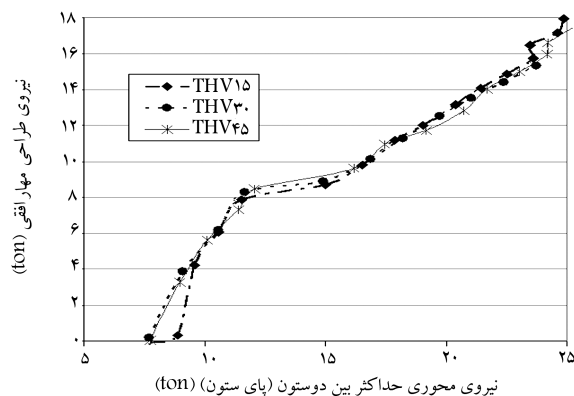
۳.۳. بررسی و مطالعه‌ی نیروهای وارد بر میلگرد مهارهای افقی،

قائم و مورب در طی بارگذاری

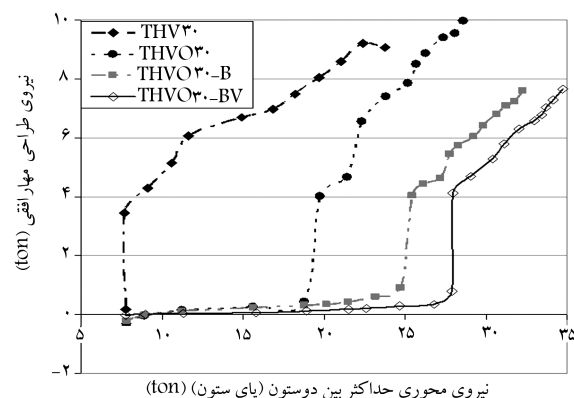
چنان که اشاره شد، در آیین‌نامه‌ها درصدی از بیشینه نیروی محوری ستون‌های دو طرف مهار، برای طراحی مهار پی‌های بدون اختلاف تراز در نظر گرفته شده است. در این تحقیق نیز از همین الگو برای بررسی تغییرات نیرویی در میلگرد مهارها (افقی، قائم و مورب) طی بارگذاری جانبی استفاده می‌شود.

با بررسی این تغییرات بینشی دقیق‌تر و بهتر در طراحی این‌گونه مهارها حاصل می‌شود. همان‌طور که در شکل‌های ۲۲ تا ۲۴ مشاهده می‌شود، بیشترین نیروی محوری در میلگرد مهارهای افقی در مدل اتصال مستقیم مهار افقی به ستون (TH)، و کم‌ترین آن در مدل گوه‌یی THVO ایجاد شده است. همچنین در شکل ۲۳ مشاهده می‌شود که آجرکاری درون گوه و افزایش سختی جانبی مهار قائم تأثیر چندانی بر افزایش یا کاهش نیروهای محوری مهار افقی ندارد. در جدول ۲ نشان داده شده که نیروهای ایجاد شده در میلگردهای مهار افقی در هنگام جاری شدن میلگرد، چه درصدی از بیشینه نیروی محوری ستون‌های دوطرف مهار (P_{col}) است.

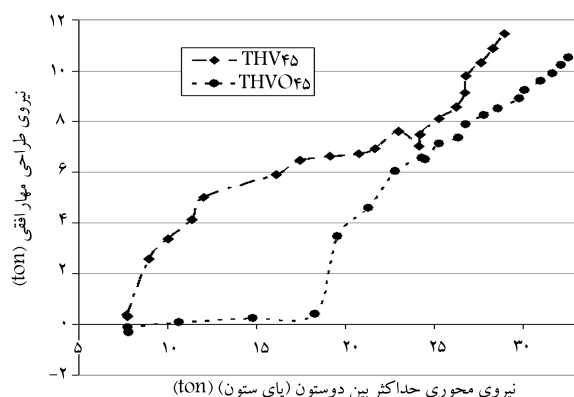
ایجاد شده در میلگردهای مهارقائم با افزایش اختلاف تراز افزایش و سپس کاهش می‌یابد و در انتهای بارگذاری جانبی ($P_{max} > 17 \text{ ton}$) نیروی ایجاد شده در میلگردهای مهارقائم با افزایش اختلاف تراز کاهش قابل توجهی دارد. البته آنچه که اهمیت دارد قسمت انتهایی بارگذاری است که با افزایش اختلاف تراز از ۷۵ سانتی‌متر به ۱۶۰ سانتی‌متر (۱۵ درجه)، نیروی طراحی مهارقائم در زمان جاری شدن میلگرد، ۲۲ درصد کاهش می‌یابد (شکل ۲۹).



شکل ۲۶. تغییرات نیروی طراحی مهار افقی در مقابل نیروی محوری بیشینه بین دو ستون در مدل‌های THV.



شکل ۲۷. تغییرات نیروی طراحی مهارقائم در مقابل نیروی محوری بیشینه بین دو ستون در اختلاف تراز ۱۶۰ سانتی‌متر (۳۰ درجه).



شکل ۲۸. تغییرات نیروی طراحی مهارقائم در مقابل نیروی محوری بیشینه بین دو ستون در اختلاف تراز ۲۸۰ سانتی‌متر (۴۵ درجه).

است (شکل ۲۵). اما مطابق شکل ۲۶ نیروی ایجاد شده در میلگردهای مهارافقی در مدل‌های THV به تغییرات اختلاف تراز وابسته نیست.

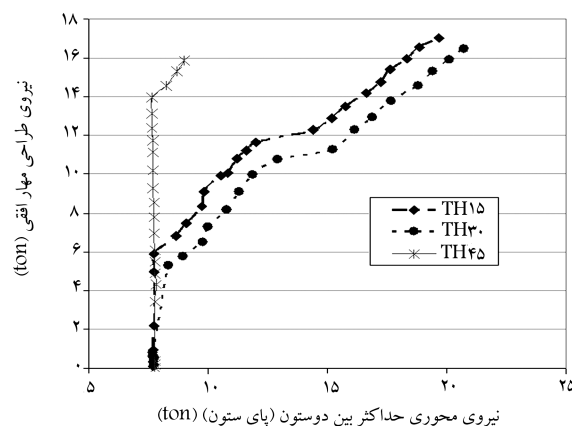
مشابه مهارافقی این تغییرات در مهارهای قائم نیز بررسی می‌شود. در شکل ۲۷ بیشترین نیروی ایجاد شده طی بارگذاری در مدل THV۳۰ ایجاد شده است. مدل‌های گوه‌یی نیروهای محوری کم‌تری را در میلگردهای مهارقائم خود نشان می‌دهند. با اجرای آجرکاری درون گوه تأثیر مناسبی بر کاهش نیروهای طراحی مهارقائم دیده می‌شود. این کاهش در حدود ۱۱ درصد است. با افزایش سختی جانبی مهارقائم و تبدیل عملکرد خمشی به برشی نیز، در میلگردهای مهارقائم کاهش نیرویی در حدود ۲ درصد مشاهده می‌شود.

در شکل ۲۸ که تغییرات نیروی محوری در میلگردهای مهارقائم در اختلاف تراز ۲۸۰ سانتی‌متر را بیان می‌کند، بیشترین نیرو ایجاد شده مربوط به مدل THV۴۵ و کم‌ترین آن مربوط به THVO۴۵ است. مطابق جدول ۲، ارتباط بین نیروی طراحی مهارقائم و نیروی محوری بیشینه بین دو ستون (پای ستون) در مدل‌های معرفی شده در شکل‌های ۲۷ و ۲۸ در جدول ۳ آورده شده است.

در مدل‌های THV در ابتدای بارگذاری جانبی ($P_{max} < 17 \text{ ton}$) نیروی

جدول ۲. نیروی ایجاد شده در میلگردهای مهار افقی به‌هنگام جاری شدن میلگرد تقسیم بر بیشینه نیروی محوری ستون‌های دوطرف مهار برحسب درصد.

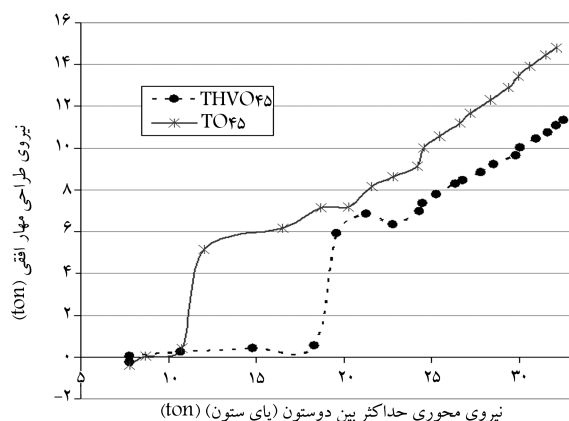
مدل	P_{bar}/P_{col}
TH۱۵	۸۵
THV۱۵	۷۲
TH۳۰	۷۹
THV۳۰	۷۲
THVO۳۰	۱۸
THVO۳۰-B	۲۳
THVO۳۰-BV	۱۵
TH۴۵	۱۷۶
THV۴۵	۷۲
THVO۴۵	۴۹



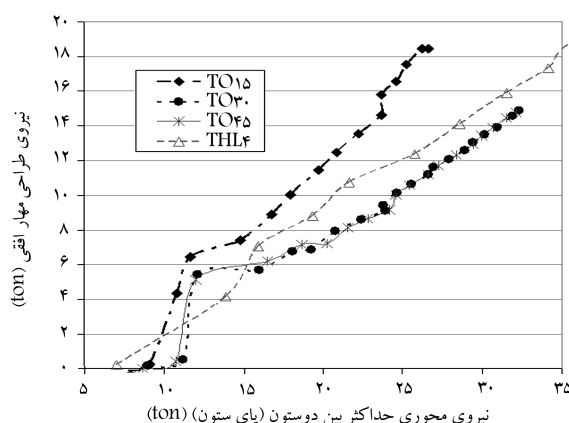
شکل ۲۵. تغییرات نیروی طراحی مهار افقی در مقابل نیروی محوری بیشینه بین دو ستون در مدل‌های TH.

جدول ۳. نیروی ایجاد شده در میلگردهای مهار قائم به هنگام جاری شدن میلگرد تقسیم بر بیشینه نیروی محوری ستون‌های دو طرف بر حسب درصد.

مدل	P_{bar}/P_{col}
THV۳۰	۴۱
THVO۳۰	۳۵
THVO۳۰-B	۲۴
THVO۳۰-BV	۲۲
THV۴۵	۴۰
THVO۴۵	۳۲



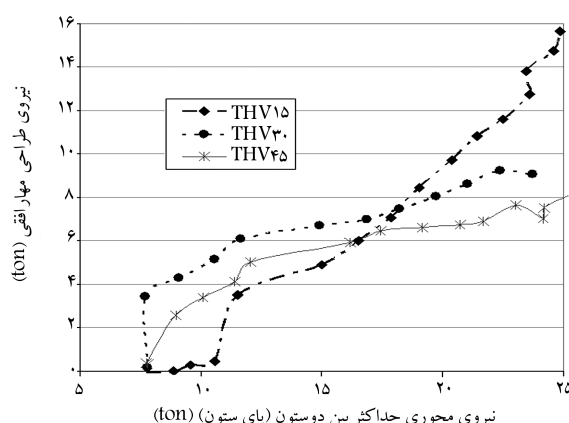
شکل ۳۱. تغییرات نیروی طراحی مهار مورب در مقابل نیروی محوری بیشینه بین دو ستون در اختلاف تراز ۲۸۰ سانتی متر (۴۵ درجه).



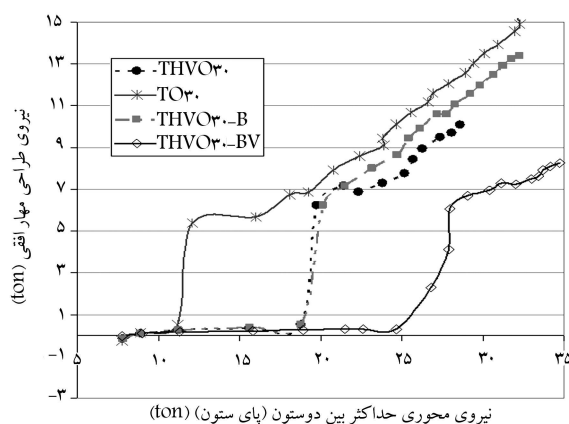
شکل ۳۲. تغییرات نیروی طراحی مهار مورب در مقابل نیروی محوری بیشینه بین دو ستون در مدل‌های TO.

جدول ۴. نیروی ایجاد شده در میلگردهای مهار مورب در هنگام جاری شدن میلگرد تقسیم بر حداکثر نیروی محوری ستون‌های دو طرف مهار بر حسب درصد.

مدل	P_{bar}/P_{col}
TO۳۰	۴۷
THVO۳۰	۳۵
THVO۳۰-B	۴۱
THVO۳۰-BV	۲۴
TO۴۵	۴۶
THVO۴۵	۳۵



شکل ۲۹. تغییرات نیروی طراحی مهار قائم در مقابل نیروی محوری بیشینه بین دو ستون در مدل‌های THV.



شکل ۳۰. تغییرات نیروی طراحی مهار مورب در مقابل نیروی محوری بیشینه بین دو ستون در اختلاف تراز ۱۶۰ سانتی متر (۳۰ درجه).

افزایش در حدی نیست که بتوان گفت عملکرد مهار مورب (مدل‌های TO) به تنهایی مناسب‌تر است.

در جدول ۴ مقدار P_{bar}/P_{col} برای تمامی مدل‌های معرفی شده در شکل‌های ۳۰ و ۳۱ در لحظه‌ی جاری شدن میلگرد بر حسب درصد بیان شده است.

چنان که در شکل ۳۲ ملاحظه می‌شود، مدل مهار مورب (TO) در اختلاف تراز ۷۵ سانتی متر برای نیروی بیشتری طراحی می‌شود. با افزایش اختلاف تراز، نیروهای طراحی کاهش می‌یابد تا آنجا که در دو اختلاف تراز ۱۶۰ و ۲۸۰ سانتی متر نیروهای

مهار مورب به عنوان مهم‌ترین مهار در مدل‌های مهار مورب (TO) و مدل‌های گوه‌بی (THVO) موجود است. براساس شکل‌های ۳۰ و ۳۱، و مطابق انتظار، بیشترین نیروها در هر دو اختلاف تراز ۱۶۰ و ۲۸۰ سانتی متر در مدل‌های مهار مورب (TO) ایجاد شده است و مدل‌های گوه‌بی نیروی محوری کم‌تری را در میلگردهای مهار مورب خود جذب کرده‌اند. همچنین افزایش سختی جانبی مهار قائم تأثیر بسیار مطلوبی در کاهش نیروهای طراحی مهار مورب دارد، البته آجرکاری درون گوه تأثیر نامطلوبی در مهار مورب دارد و باعث افزایش نیروهای طراحی می‌شود. اما این

۶. با افزایش اختلاف تراز، احتمال شکست زود هنگام پی بیشتر می‌شود.
 ۷. در مدل‌های اتصال مستقیم مهار افقی به ستون (TH)، با افزایش اختلاف تراز تمایل ترک خوردگی در ستون افزایش و در مهار افقی کاهش می‌یابد و نهایتاً مدل در چشمه اتصال مهار افقی به ستون دچار شکست می‌شود.
 ۸. در مدل‌های مهار افقی و قائم، بیشترین ترک خوردگی‌ها در ناحیه اتصال مهار افقی به پی بالایی دیده می‌شود، به طوری که نهایتاً در همین محل سازه پی دچار گسیختگی می‌شود.
 ۹. در مدل‌های دارای مهار مورب، با افزایش اختلاف تراز، ترک خوردگی در طول و ارتفاع مهار مورب افزایش می‌یابد.
 ۱۰. صرف اجرای مهار افقی و قائم، تأثیر چندانی در کاهش ترک خوردگی در مهار مورب ندارد.
 ۱۱. با اجرای آجرکاری اصولی درون گوه از میزان و طول ترک‌ها در مهار مورب کاسته می‌شود.
 ۱۲. با افزایش سختی جانبی مهار قائم از میزان ترک خوردگی در مهار مورب و آجرها کاسته می‌شود.
 ۱۳. تغییرات نیروی طراحی مهارهای افقی در مدل‌های TH، ۷۹ تا ۱۷۶ درصد، در مدل‌های THV معادل ۷۲ درصد و در مدل‌های THVO معادل ۱۵ تا ۴۹ درصد بیشینه نیروی محوری ستون‌های دو طرف مهار است.
 ۱۴. تغییرات نیروی طراحی مهارهای قائم در مدل‌های THV معادل ۴۰ تا ۶۳ درصد و در مدل‌های THVO ۲۲ تا ۳۵ درصد بیشینه نیروی محوری ستون‌های دو طرف است.
 ۱۵. تغییرات نیروی طراحی مهارهای مورب در مدل‌های TO معادل ۴۶ تا ۶۹ درصد و در مدل‌های THVO ۲۴ تا ۴۱ درصد بیشینه نیروی محوری ستون‌های دو طرف مهار است.
- طراحی یکسان می‌شود. مدل دیگری که در این شکل معرفی شده مدل TO با اختلاف تراز صفر (بدون اختلاف تراز) است. در این حالت نیروهای ایجاد شده در میلگرد مهار کم‌تر از حالت اختلاف تراز ۷۵ سانتی‌متر و بیشتر از حالت اختلاف تراز ۱۶۰ و ۲۸۰ سانتی‌متر است.^[۴]
- ## ۴. نتیجه‌گیری
- در مطالعات پی‌های منفرد با اختلاف تراز، عواملی چون نوع اتصال دو پی با اختلاف تراز، میزان اختلاف تراز، اندرکنش خاک و پی، و نوع بارگذاری و جهت آن می‌تواند تأثیر به‌سزایی در نتایج داشته باشد. در این صورت بررسی مواردی همچون بررسی روند ترک خوردگی و بررسی تغییرات نیروی طراحی مهارها، مسلماً مفید و مؤثر خواهد بود. مواردی از نتایج حاصل از این مطالعات عبارت‌اند از:
۱. آجرکاری و افزایش سختی جانبی مهار قائم در مدل‌های گوه‌پی تأثیر چندانی بر نیروهای طراحی مهار افقی ندارد؛ اگرچه بر نیروهای طراحی مهار قائم تأثیر مطلوبی دارد.
 ۲. نیروهای طراحی مهار مورب در مدل‌های گوه‌پی (THVO) به مراتب کم‌تر از مدل‌های مهار مورب (TO) است.
 ۳. افزایش سختی جانبی مهار قائم تأثیر بسیار مطلوبی در کاهش نیروهای طراحی مهار مورب دارد.
 ۴. آجرکاری درون گوه، تأثیر نامطلوبی بر نیروهای طراحی مهار مورب دارد. البته این افزایش نیروهای طراحی در حدی نیست که بتوان گفت عملکرد مهار مورب (مدل‌های TO) به تنهایی مناسب‌تر است.
 ۵. معیار حد توقف تحلیل روسازه معیار مناسبی برای حد توقف تحلیل پی با اختلاف تراز نیست.

پانویس

1. linear static procedure
2. linear dynamic procedure
3. non-linear static procedure
4. non-linear dynamic procedure
5. creep

منابع

1. Mirnezami, A., *Study of the Behavior of Irregular Steel Buildings with Split Levels in Floors*, Thesis of Postgraduate of Civil Engineering (structure), Semnan University, Faculty of Civil Engineering (Sept. 2003).
2. Naem, F., Translated by Oshksarayee, *Reference Volume Design of Structures Against Earthquake*, First Volume, Gilan University Publication (1995).
3. Zomarshidi, H., *Repair and Maintenance of Building*, Zomorrod Publication, 19th Edition (spring 2007).
4. Amiri, A., *Structural Study of Shallow Foundations with Split Level Against Earthquake*, Thesis of Postgraduate of Civil Engineering (structure), Semnan University, Faculty of Civil Engineering (2008).
5. Mylonakis, G.; Nikolaou, S. and Gazetas, G. "Footings under seismic loading: Analysis and design issues with emphasis on bridge foundations", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **26**, pp. 824-853 (2006).
6. Bode, C.; Hirschauer, R. and Stavros, A.S. "Soil-structure interaction in the time domain using halfspace green's functions", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **22**(4) (June 2002).
7. Sivapalan, G.; Bruce, L.K.; Justin, D.P.; Tara, C.H. and Geoff, R.M. "Centrifuge modeling of load-deformation behavior of rocking shallow foundations", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **25**, pp. 773-783 (2005).

8. Shakib, H. and Fuladgar, A. "Dynamic soil-structure interaction effects on the seismic response of asymmetric buildings", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **24**, pp. 379-388 (2004).
9. Nakhaei, M.; Ghannad, M.A., *The Effect of Soil-Structure Interaction on Damage Index of Buildings*, Department of Civil Engineering, Sharif University of Technology, Tehran, Iran, Engineering Structures 30, pp. 1491-1499 (2008).
10. Chi-Chang, L.; Chang-Ching, C.; Jer-Fu, W. "Active control of irregular buildings considering soil-structure interaction effects", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **30**, pp. 98-109 (2010).
11. FEMA-356, *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, Federal Emergency Management Agency (FEMA) Washington.D.C, USA (2000).
12. ANSYS 10, Help and Documentation, Element Reference, Element library, Part I.
13. Mostofi Nezhad, D., *Reinforced Concrete Structures*, Arkan Danesh Publication, 6th Edition, Volume one (Winter 2007).
14. Belarabi, A. HSU TTC, "Constitutive laws of concrete in tension and reinforcing bars stiffed by concrete" *Structural Journal of ACI*, **91**(4), pp. 465-74 (1994).
15. Anthony, J. and Wolanski, B.S., *Flexural Behavior of Reinforced and Prestressed Concrete Beams Using Finite Element Analysis*, Milwaukee, Wisconsin (May 2004).
16. Malek, M., *Study of Behavior of Extensive Foundation Under the Load of Earthquake Thesis of Postgraduate of Civil Engineering*, Amirkabir University, Faculty of Engineering (1993).
17. Tasnimi, A.A., *Behavior and Vibrating Design of Reinforced Concrete*, Center of Research of Building and Housing.
18. Edmond B., Translated by Nateghi Elahi F, *Designing and Analysis of Concrete Structures in Earthquake Zones*, Tehran, Etehad publication (2006).
19. Tabeshpour, M.R., *Applied Interpretation of Code of Building Designing Against Earthquake*, Standard 2800, Third Edition, Ganj Honar Publication (Winter 2006).
20. Moghadam, H., *Vibrating Designing of Brick Buildings*, Scientific Publication of Sharif University of Technology (2001).