

بررسی رفتار غیر خطی باسکولی شناژ شالوده‌ها و مقایسه آن با مقررات ملی ایران و آیین‌نامه نرپ

علی خیرالدین*^۱ و علی امیری^۲

^۱ استاد دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان

^۲ عضو هیأت علمی گروه عمران، موسسه آموزش عالی اشراق بجنورد

(تاریخ دریافت ۱۳۸۸/۰۲/۰۵، تاریخ دریافت روایت اصلاح شده ۱۳۹۰/۰۵/۲۹، تاریخ تصویب ۱۳۹۰/۰۸/۲۳)

چکیده

شناژها به منظور جلوگیری از حرکات پی‌ها نسبت به هم طراحی و اجرا می‌شوند. طبق مبحث نهم مقررات ملی ایران و نرپ شناژها به ترتیب برای ۱۰ و ۲۵ درصد بزرگترین نیروی محوری (کششی و فشاری) در هر یک از ستون‌های دوانتهای شناژ طراحی می‌شود. در این میان سوالی که به ذهن می‌رسد این است که اگر از شناژها که به شیوه آیین‌نامه‌های ایران و نرپ برای درصدی از بار محوری حداکثر ستون‌های اطراف خود طراحی شده‌اند، انتظار عملکرد باسکولی داشته و بخواهیم از دورانه‌ها و نشست‌های زیادی پی‌ها جلوگیری کنند به چه میزان می‌تواند صحیح باشد؟ عملکرد آنها برای جلوگیری از نشست‌های نسبی تا چه مرحله‌ای از بارگذاری موثر است و مفاصل پلاستیک در چه هنگام تشکیل می‌شود؟ و در نهایت برای جلوگیری از تشکیل مفاصل پلاستیک، شناژها باید برای چه نیرویی طراحی شوند؟ در این تحقیق، ۸ مدل پی منفرد به همراه کلاف رابط بینشان در نرم افزار ANSYS، تحت آنالیز غیرخطی قرار گرفته‌اند. به جهت درک بهتر و بیشتر پارامترهای موثر در طراحی شناژها، تغییرات نیروی محوری حداکثر بین دو ستون (پای ستون) به نیروی طراحی شناژها و همچنین به نشست نسبی شناژ، در سه حالت ۱- بررسی فاصله افقی دو پی منفرد ۲- بررسی تاثیر نوع خاک در تحلیل پی منفرد و ۳- بررسی تاثیر بار ثقلی در تحلیل پی منفرد، مورد بررسی و مطالعه قرار گرفته است. مسلم است با تحلیل المان محدود مدلها و بررسی نشست‌های نسبی آنها می‌توان به ارزیابی عملکرد شناژها پرداخته و تا اندازه‌ای به موارد مطرح شده پاسخ گفت. در پایان نتایج نشان می‌دهد، ۳۷ تا ۵۸ درصد حداکثر نیروی محوری ستونهای دو طرف شناژ لازم است تا میلگردهای شناژ در حد نهایی خود طراحی گردند، این در حالی است که مبحث نهم مقررات ملی ایران ۱۰ درصد و آیین‌نامه نرپ عدد ۲۵ درصد را پیشنهاد می‌دهند.

واژه‌های کلیدی: آنالیز استاتیکی غیرخطی، اندرکنش خاک و پی، پی منفرد، شناژ، پی باسکولی، نشست نسبی

مقدمه

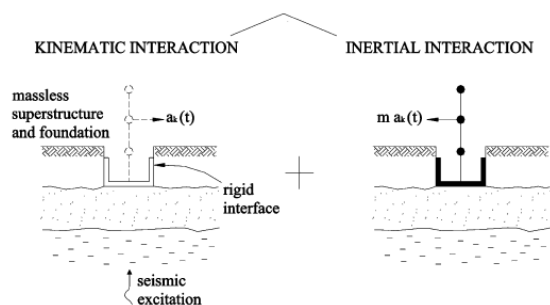
Euro code 8 نیز یک نیروی بسیار منطقی پیشنهاد کرده که با لرزه خیزی منطقه و انعطاف پذیری خاک افزایش می‌یابد [۳].

از طرفی یک شالوده می‌تواند یک مجموعه بالشتک باشد که توسط تیرهای صلب باریکی به هم متصل شده‌اند. در این حالت آن را شالوده کلافدار (باسکولی) می‌نامند. این قبیل شالوده‌ها برای ایجاد تعادل بین دو شالوده منفرد بکار می‌رود. بنابراین در مواردی که بار یک شالوده منفرد (خارجی) نسبت به شالوده منفرد مجاور (داخلی) خیلی زیاد باشد از این شالوده‌ها استفاده می‌کنند. کلاف برای انتقال لنگر خمشی ناشی از برون محوری بار وارد به شالوده خارجی مورد استفاده قرار می‌گیرد، تا در زیر هر دو شالوده فشار خاک یکنواختی ایجاد شود. در واقع کلاف همان وظیفه بخش داخل شالوده مرکب را بر عهده دارد. اما به دلیل باریکی زیاد در مصالح صرفه‌جویی می‌شود.

همیشه بعضی از فرم‌های اتصال در تراز کف جهت پیوند و یکپارچگی فونداسیون‌های مجزا مورد نیاز می‌باشند.

شناژها از تغییر مکان‌های جانبی زیاد در پایه‌های ستون‌های منفرد که در اثر مصالح ضعیف موجود در محل یا در اثر اختلاف ناشی از حرکت لرزه‌ای موضعی بوجود می‌آیند جلوگیری می‌کنند و همچنین هرکدام درفرام کردن گیرداری اضافی برای پایه‌های ستون‌ها شرکت خواهند کرد و به مقاومت در برابر واژگونی کمک خواهند نمود.

طبق مبحث نهم مقررات ملی ایران [۱] شناژها حرکات افقی پی‌ها را کنترل می‌کنند و برای ۱۰ درصد بزرگترین نیروی محوری (کششی و فشاری) در هر یک از ستونهای دوانتهای شناژ طراحی می‌شود. البته آیین‌نامه نرپ [۲] این عدد را به ۲۵ درصد رسانده است. بخش ۵ آیین‌نامه



شکل ۱: اندرکنش سینماتیک و اینرسی [۴]

به نظر می رسد که مطالعات انجام گرفته در مورد رفتار سیستم‌های خاک - سازه در هنگام وقوع زلزله و بررسی اثرات اندرکنش خاک - سازه از سال ۷۰-۱۹۶۹ سرعتی جهشی نسبت به سال‌های قبل از آن به خود گرفته‌است و هم اکنون نیز تحقیقات در این زمینه ادامه دارد.

ژئوتومینگ و همکاران، نامتقارن و نامنظم بودن امواج زلزله که منجر به نشست‌های غیر یکسان در پی‌های یک ساختمان با تکیه‌گاه انعطاف پذیر می‌شود را مورد بررسی قرار دادند. در این مطالعه آنها نشان دادند که اندرکنش خاک-سازه باعث بوجود آمدن نشست‌های دائمی و غیر یکسان، در یک ساختمان با تکیه‌گاه انعطاف پذیر تحت یک زلزله با امواج نامتقارن و نامنظم می‌شود [۵].

تاکواکی و همکاران، یک روش سریع و کاربردی را برای لحاظ نمودن اثرات اندرکنش خاک - سازه در سازه‌های مدفون ارائه نمودند [۶].

ناطق الهی و رضایی تبریزی، اثرات اندرکنش خاک - سازه را بر پاسخ غیر خطی سازه‌های بلند، با استفاده از روش المان‌های محدود مورد بررسی قرار دادند.

شکيب و دهقانی، الگوریتمی را جهت لحاظ نمودن اثرات اندرکنش خاک - سازه در تحلیل استاتیکی معادل استاندارد ۲۸۰۰ ایران ارائه نمودند.

بهنام فر و عیدینی نژاد، الگوریتمی را برای طراحی عملکردی بر اساس تغییر مکان‌های سازه‌های با تکیه‌گاه انعطاف پذیر ارائه نمودند. در این الگوریتم روش طراحی مستقیم بر اساس تغییر مکان، با لحاظ نمودن اثرات اندرکنش خاک-سازه ارائه شده‌است.

Kutter, Gajan و phalen در آزمایشات خود به بررسی اندرکنش خاک و پی پرداختند. آنها تغییر مکان‌های غیرارتجاعی در زمین را در طی حرکات و تکان‌های پی‌های سطحی در سه نوع آزمایش فشار قائم

در این میان سؤالی که به ذهن می‌رسد این است که عملکرد شناژ و دو پی متصل به آن به عنوان یک شالوده کلافدار (باسکولی) چگونه می‌تواند باشد؟ به عبارتی اگر از شناژها که به شیوه مبحث نهم مقررات ملی ایران [۱] و نرپ [۲] برای درصدی از بار محوری حداکثر ستونهای اطراف خود طراحی شده‌اند، انتظار عملکرد باسکولی داشته و بخواهیم از دوران‌ها و نشست‌های زیادی پی‌ها جلوگیری کنند به چه میزان می‌تواند صحیح باشد؟ عملکرد آنها برای جلوگیری از نشست‌های نسبی تا چه مرحله‌ای از بارگذاری مؤثر است و مفاصل پلاستیک در چه هنگام تشکیل می‌شود؟ و در نهایت برای جلوگیری از تشکیل مفاصل پلاستیک، شناژها باید برای چه نیرویی طراحی شوند؟ آنچه مسلم است طراحی المان محدود شناژها و بررسی تغییرمکانهای قائم نسبی پی‌های متصل به شناژ می‌تواند تا اندازه‌ای به این سوالات پاسخ دهد.

در حالت کلی سازه با خاک اطراف خود در حال برهم کنش است. در سازه‌های متکی بر زمین صلب، حرکت پایه سازه در اثر زلزله، برابر همان حرکت میدان آزاد و زمین می‌باشد. برای سازه‌های متکی بر خاک انعطاف پذیر، حرکت پی معمولاً با حرکت میدان آزاد اختلاف دارد. این اختلاف ممکن است شامل یک مولفه حرکت گهواره‌ای^۱ مهم، بعلاوه یک مولفه جانبی یا انتقالی نسبت به زمین باشد.

اندرکنش بین پی و خاک به دو قسمت اندرکنش سینماتیک و اندرکنش اینرسی تقسیم می‌شود که در نهایت پاسخ سیستم سازه- پی - خاک از روی هم قرار دادن اثرات این دو اندرکنش بدست می‌آید.

الف- اندرکنش اینرسی: که به پاسخ سیستم سازه - پی - خاک بر اثر تحریکات نیروهای ایجاد شده در روسازه اشاره دارد که نیروها و شتاب‌های ایجاد شده در روسازه به علت اثرات اندرکنش سینماتیک است.

ب- اندرکنش سینماتیک: که به اثرات موج‌های لرزه‌ای ایجاد شده در زلزله بر سیستم، همانند آنچه که در شکل (۱) نشان داده شده است اشاره دارد و همانطور که در شکل (۱) مشخص است وزن کل سیستم اعم از پی و رو سازه صفر در نظر گرفته می‌شود.

FEMA ، ۰/۰۴ H انتخاب شده است [۲]. در پایان و پس از تحلیل استاتیکی خطی روسازه‌ها، تغییر مکان در ۰/۵ متری بالای پای ستونها به عنوان معیار توقف تحلیل استاتیکی غیر خطی پی‌ها انتخاب شده است. ذکر این نکته لازم به نظر می‌رسد که تحلیل استاتیکی غیر خطی به دو روش تغییر مکان کنترل^۲ و بار کنترل^۳ (پوش آور) انجام می‌شود. در این تحقیق به منظور همگرایی سریعتر و بهتر، از روش کنترل تغییر مکان استفاده شده است.

۲- خصوصیات مصالح

۱-۲- بتن

در این تحقیق که از برنامه ANSYS استفاده شده است، مدل بتن مورد استفاده در المان Solid 65 می‌تواند برای مدل کردن رفتار غیر خطی بتن در ترک خوردگی (در سه جهت عمود بر هم)، گسیختگی فشاری، خزش^۴ و تغییر شکل‌های پلاستیک مورد استفاده قرار گیرد [۹].

منحنی تنش- کرنش بتن را می‌توان بر اساس معادله هاگنستاد اصلاح شده که در رابطه (۱) معرفی شده است، تبیین کرد. این منحنی در شکل ۲ نمایش داده شده است [۱۰].

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

$$f_c'' = 0.9 f_c'$$

$$\epsilon_c' = 1/8 \frac{f_c''}{E_c}$$

$$\epsilon_{cu} = 0.0038$$
(۱)

از طرفی مطابق تحقیقات انجام شده توسط HSU تنش ترک خوردگی بتن چنین است [۱۱]:

$$f_{cr} = 0.31 \sqrt{f_c'}$$

$$f_{cr} = 1/49 \text{ MPa} = 14/9 \text{ kg/cm}^2$$
(۲)

ضریب پخش سختی ۰/۶ در نظر گرفته شده است. بایستی توجه داشت که برای مقادیر ضریب انتقال برش کمتر از ۰/۲، معمولاً مشکلاتی در همگرایی ایجاد می‌شود، به همین دلیل در حل مسائل مختلف در این

(بارگذاری و باربرداری) و فشار جانبی متناوب آهسته و آزمایش دینامیکی مورد بررسی قرار دادند. در این آزمایشات تغییرات نشست با اعمال نیروی عمودی در آزمایش فشار قائم، تغییرات ۱- ممان و چرخش ۲- نیروی افقی و لغزش ۳- چرخش و نشست ۴- لغزش و نشست در مرکز پای یک پی منفرد در آزمایش دینامیکی گزارش و ارائه شده است [۷].

در اندرکنش خاک و پی، عمق قرارگیری پی پارامتر مهمی در ارزیابی ظرفیت برشی و خمشی خاک اطراف پی است. Gajan و phalen ، Kutter در آزمایشات خود دریافتند که با افزایش عمق قرارگیری پی از صفر به D=B، ظرفیت برش افقی بین ۴ تا ۱۹ درصد افزایش می‌یابد [۷].

شکب و فولادگر مطالعه‌ای بر روی اثرات اندرکنش دینامیکی خاک و سازه بر روی پاسخ لرزه‌ای ساختمان‌های نامنظم داشتند. آنها نامنظمی ساختمان را با معرفی خروج از مرکزیت مرکز سختی از مرکز هندسی پلان ساختمان معرفی کردند. و مطالعه خود را بر روی سه ساختمان ۵، ۱۰ و ۲۰ طبقه و با چهار حالت خاک (خاک رس یا لای نرم، ماسه متوسط یا رس با سختی متوسط، ماسه سخت یا رس خیلی سخت و خاک خیلی سخت یا سنگ) متمرکز کردند. در نهایت با اعمال شتاب زلزله ۱۹۴۰ ال سنترو حداکثر تغییر مکانهای سازه را در حالت‌های مختلف مورد بررسی قرار دادند [۸].

شیوه تحقیق

۱- روش تحلیل

در این تحقیق، برای کلیه مدل‌ها، تحلیل استاتیکی غیر خطی انجام شده است. لازم به ذکر است در این تحقیق انجام تحلیل استاتیکی بعضی از مدل‌ها به بیش از چند روز زمان نیاز داشت. بنابراین بدیهی است که انجام تحلیل دینامیکی از جهت امکانات موجود و زمان تحلیل ممکن نمی‌باشد. بدین منظور در این تحقیق، برای کلیه مدل‌ها، ابتدا روسازه آن تحت بارگذاری جانبی و تحلیل استاتیکی غیر خطی قرار گرفته است. روسازه کلیه مدل‌ها، یک سازه بتنی دویعدی یک دهانه دوطبقه می‌باشد. میزان بارگذاری جانبی روسازه به گونه‌ای است تا تغییر مکان جانبی روسازه در طبقه دوم در حد، معیار توقف تحلیل استاتیکی غیر خطی باشد. این معیار بر اساس آیین‌نامه

خیلی از حالت‌های قابل توجه مانند تحریکات ناشی از زلزله، نیروها به خاک‌های اطراف سازه اعمال می‌شود و آن بدین معنی است که بایستی مدل‌سازی با توجه به این مورد، صورت گیرد. خاک یک محیط نیمه بینهایت و نامحدود می‌باشد برای بارهای استاتیکی یک مرز ساختگی در فاصله‌ای مناسب از سازه، که پاسخی در ماوراء آن مرز وجود ندارد، می‌تواند در نظر گرفته شود. اما برای بارهای دینامیکی این طرز عمل نمی‌تواند مورد استفاده قرار گیرد. مرزهای ساختگی به جای اینکه امواج حاصل از سازه مرتعش شده را به محیط نامحدود خارجی هدایت کنند آنها را به حوزه خاک مش‌بندی شده داخل منعکس می‌کنند، بنابراین لازم است که محیط خاک و فونداسیون طور صحیح مدل گردند [۱۲].

خاک را می‌توان با مدل‌سازی‌های مختلفی همچون مدل نیم فضا (الاستیک، الاستو پلاستیک و غیر الاستیک)، مدل المان محدود، مدل فنر و کمک فنر *winkler* و نیز مدل ترکیبی نیم فضا و المان محدود، مورد بررسی قرار داد.

در این تحقیق خاک به روش فنر *winkler* و به کمک المان *Combin 14* در نرم افزار *ANSYS* مدل سازی شده‌است [۹].

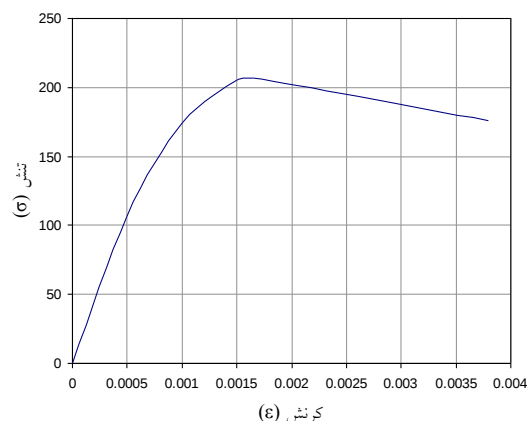
در انجام این تحقیق از ۴ نوع خاک با مشخصات زیر مطابق جدول (۱) استفاده شده‌است [۳-۱۳].

جدول ۱: مشخصات مکانیکی خاکها و ضرائب فنر مورد استفاده

نوع خاک	E	V	K_x	K_z
I خاک رس بسیار سخت یا ماسه متراکم	۵۰۰	۰/۲	۴۷	۵۴/۶
II خاک رس سخت یا ماسه نسبتاً متراکم	۳۵۰	۰/۲	۴۱/۱	۴۷/۸
III خاک رس نسبتاً سخت یا ماسه نامتراکم	۲۰۰	۰/۲	۲۳/۵	۲۷/۳
IV خاک رس نرم یا ماسه سیلتی	۱۰۰	۰/۲	۱۱/۸	۱۳/۷

E ضریب الاستیسیته خاک بر حسب کیلوگرم بر سانتی مترمربع و V ضریب پواسون خاک و K_x و K_z به ترتیب ضریب سختی معادل فنر در حالت افقی و قائم بر حسب تن بر سانتی متر می‌باشند.

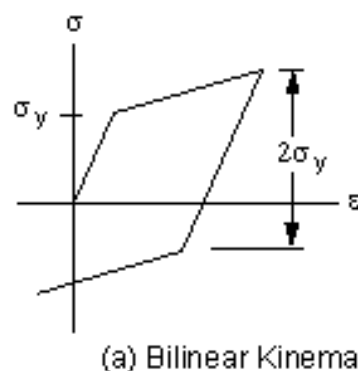
تحقیق ضریب انتقال برش در یک ترک باز ۰/۳ و در یک ترک بسته ۱ در نظر گرفته شده‌است. مقاومت فشاری ۲۸ روزه نمونه استوانه‌ای و ضریب پواسون بتن نیز به ترتیب ۲۳۰ کیلوگرم بر سانتی مترمربع و ۰/۲ فرض و منظور شده‌است.



شکل ۲: منحنی تنش- کرنش بتن بر اساس معادله هاگنستاد اصلاح شده در ناحیه فشاری

۲-۲- میلگرد

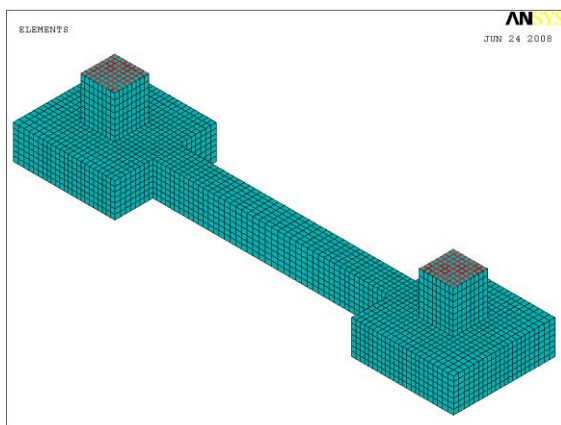
برای مدل‌سازی میلگرد به طور مستقیم از المان *Link 8* استفاده شده و به منظور در نظر گرفتن رفتار غیر خطی مصالح میلگرد، در نرم افزار *ANSYS* از معیار *BKIN* استفاده شده‌است. (شکل ۳). تنش تسلیم میلگردهای فولادی ۳۰۰۰ کیلوگرم بر سانتی مترمربع فرض شده‌است.



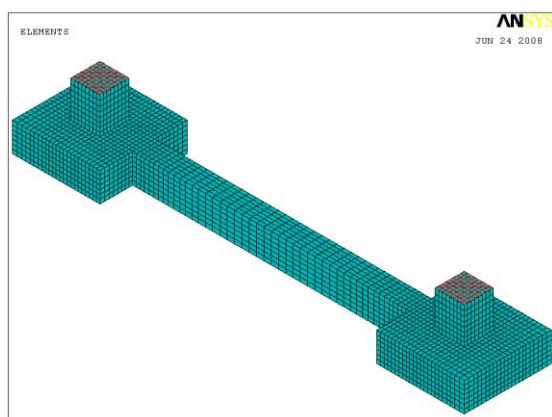
شکل ۳: معیار *BKIN* در نرم افزار *ANSYS* [۹]

۳-۲- خاک

باید توجه داشت سازه با خاک اطراف آن در عمل متقابل می‌باشد بنابراین تحلیل سازه‌ها بدون در نظر گرفتن خاک اطراف آنها ممکن نمی‌باشد و همچنین در



شکل ۵: نمای سه بعدی از مدل‌های پی منفرد با $L=4m$



شکل ۶: نمای سه بعدی از مدل‌های پی منفرد با $L=5m$

بررسی و تحلیل نتایج

یکی از موارد مهم در طراحی شناژها، بررسی نیروی ایجاد شده در میلگردهای شناژ در طی بارگذاری‌های دینامیکی یا استاتیکی و نشست‌های ایجاد شده در آن می‌باشد. بدین منظور به جهت بررسی بهتر و درک بیشتر پارامترهای مؤثر در طراحی شناژها، تغییرات نیروی محوری حداکثر بین دو ستون (پای ستون) به نیروی طراحی شناژها و همچنین به نشست نسبی شناژ، در سه حالت مطالعه شده‌است. این سه مطالعه و بررسی عبارتند از:

- ۱- بررسی فاصله افقی دو پی منفرد
- ۲- بررسی تأثیر نوع خاک در تحلیل پی منفرد
- ۳- بررسی تأثیر بار ثابت اولیه (بار ثقلی) در تحلیل پی منفرد

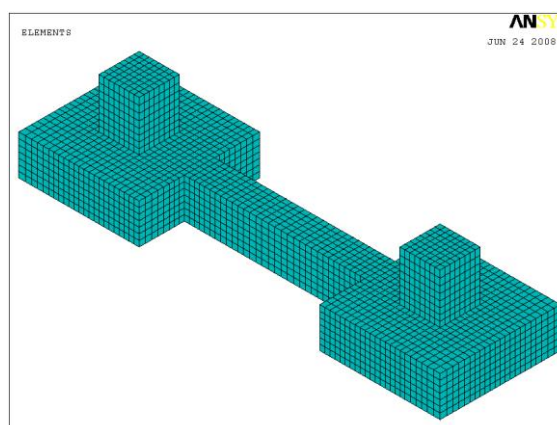
در این تحقیق خاک توسط فنرهای وینکلر مدل‌سازی شده‌است. بنابراین طراحی شناژها با در نظر گرفتن اندرکنش خاک و پی انجام می‌شود. مواردی که در این

۳- معرفی مدلها

در کلیه مدلها ابعاد پایی منفرد در کلیه مدلها $120cm \times 120cm \times 40cm$ و ابعاد مقطع شناژ $30cm \times 40cm$ می‌باشد. ابعاد ستونک مدل شده نیز $40cm \times 40cm \times 50cm$ می‌باشد. در جدول (۲) بطور خلاصه به کلیه مدل‌های مورد بررسی در این قسمت اشاره شده‌است. L ، فاصله افقی بین دو پی منفرد می‌باشد. در نامگذاری مدلها، حرف T نشانگر شناژ و H نشانگر شناژ افقی می‌باشد.

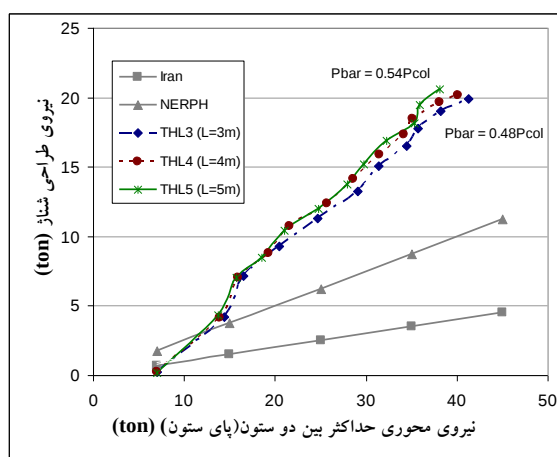
جدول ۲: مدل‌های مورد بررسی پی منفرد

نام مدل	شکل	L (m)	نوع خاک	بار ثابت اولیه (ثقلی) (ton)
THL3	۴	۳	III	۷
THP4	۵	۴	III	۴
THE10	۵	۴	IV	۷
THL4	۵	۴	III	۷
THE35	۵	۴	II	۷
THE50	۵	۴	I	۷
THP10	۵	۴	III	۱۰
THL5	۶	۵	III	۷



شکل ۷: نمای سه بعدی از مدل‌های پی منفرد با $L=3m$

اساس حداکثر تغییرمکان معرفی شده در ۰/۵ متری پای ستون مطابق با معیار حد توقف روسازه) مفصل پلاستیک ایجاد می‌شود. این امر نشان می‌دهد به علت عدم ایجاد مفاصل پلاستیک در طی بارگذاری، معیار حد توقف معرفی شده در پی که بر اساس معیار حد توقف روسازه می‌باشد، به منظور تحلیل غیر خطی سازه پی کافی و مناسب نمی‌باشد. البته اگر بخواهیم نگاهمان را به کل سازه (روسازه و پی) معطوف کنیم، با توجه به اهمیت نقش سازه پی به منظور یکپارچه ساختن روسازه در تکانهای زمین و جلوگیری از حرکتهای افقی و عمودی ستونها از یکدیگر، الاستیک ماندن رفتار سازه پی در این محدوده بارگذاری و به تأخیر افتادن ایجاد مفاصل پلاستیک، امری مفید و لازم به نظر می‌رسد.



شکل ۷: تغییرات نیروی محوری حداکثر بین دو ستون در پای ستون به نیروی طراحی شناژ در بررسی فاصله افقی دو پی منفرد

۱- بررسی فاصله افقی دو پی منفرد

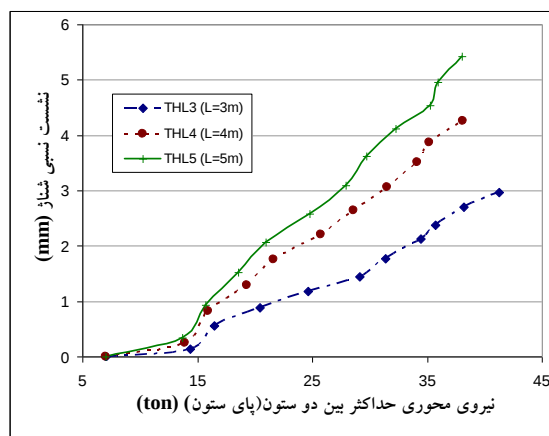
مطابق شکل ۷ در طراحی المان محدود شناژها، هنگامی که فاصله دو پی منفرد ۳ متر می‌باشد، میلگردهای شناژ در حد نهایی خود، ۴۸ درصد نیروی حداکثر در پای ستون را تحمل می‌کنند. هنگامی که فاصله دو پی افزایش می‌یابد، نیروی طراحی میلگردهای شناژ نیز افزایش می‌یابد. ولی این افزایش در مقابل افزایش فاصله دو پی قابل توجه نمی‌باشد. بطوریکه با افزایش فاصله دو پی از ۳ متر به ۵ متر، افزایش نیروی طراحی میلگردهای شناژ فقط ۶ درصد است. این مورد نشان می‌دهد، فاصله افقی دو پی با توجه به اندرکنش خاک و پی در طراحی میلگردهای شناژ پارامتری چندان مهم و

قسمت از بحث می‌تواند مورد بررسی و مقایسه قرار گیرد، شامل ورودی و خروجی‌های مدل‌های المان محدود می‌باشند. خروجی‌ها شامل حداکثر نیروی محوری ایجاد شده در میلگردها و نیروی حداکثر در پای ستونها در هر مرحله بارگذاری و ورودی، تغییرمکان افقی در ۰/۵ متری پای ستون می‌باشد. آنچه مسلم است در خروجی‌های گرفته شده از مدل‌های المان محدود، اثر اندرکنش خاک و پی لحاظ شده‌است ولی در تغییرمکان افقی در ۰/۵ متری پای ستون که خود خروجی مدل‌های روسازه است، اندرکنش خاک و پی دیده نشده‌است. بنابراین با مقایسه این پارامترها، می‌توان اثر اندرکنش خاک و پی را در طراحی شناژها و عملکرد آنها مشاهده کرد.

با توجه به اینکه مبحث نهم مقررات ملی ساختمان [۱]، ۱۰ درصد حداکثر نیروی محوری ستونهای دو طرف شناژ و آیین‌نامه NEHRP، ۲۵ درصد آن را برای طراحی میلگردهای شناژ در نظر می‌گیرد، اگر بخواهیم کلیه مدل‌های این قسمت از تحقیق، میلگردهای شناژ در حد نهایی خود طراحی شوند و در حین بارگذاری به جاری شدن زود هنگام نرسند، هیچکدام از آیین‌نامه‌های ایران و NEHRP این مورد را ارضا نخواهند کرد. بلکه خروجی‌های تحلیل المان محدود نشان می‌دهد، ۳۷ تا ۵۸ درصد حداکثر نیروی محوری ستونهای دو طرف شناژ لازم است تا میلگردهای شناژ در حد نهایی خود طراحی گردند. خاطر نشان می‌شود علت این اختلافات، تفاوت نگرش نسبت به طراحی و عملکرد شناژ در آیین‌نامه ایران و NEHRP و آنچه که در این تحقیق بررسی شده‌است، می‌باشد. آنچه مسلم است آیین‌نامه ایران و NEHRP، شناژ را عضوی محوری فرض کرده و آن را به منظور کنترل نشست‌های ناهمگون و جابجایی‌های نسبی افقی بین دو پی لازم می‌دانند. ولی آنچه در این تحقیق در نظر گرفته شده، متفاوت از دو آیین‌نامه ایران و NEHRP می‌باشد و شناژ همانند یک تیر باسکولی فرض و طراحی شده‌است.

با افزایش بارگذاری، سازه پی در محل اتصال شناژ به پی دچار ترک خوردگی‌ها و خردشدگی‌هایی می‌شود. این ترک خوردگی‌ها و خردشدگی‌ها تا حدی افزایش می‌یابند که در این محل مفصل پلاستیک ایجاد شده و سازه دچار تغییرشکل‌های بزرگ گردد. در تمامی مدل‌ها در سازه پی در آخرین مرحله بارگذاری و یا چند مرحله بعد از آن (بر

است، بطوریکه در بعضی از نواحی بیش از ۲ برابر نشست نسبی ایجاد شده است و این تفاوت‌ها با افزایش نیرو در پای ستون، به شدت افزایش می‌یابد. ضمناً تمامی شناژها صلبیت کافی جهت کنترل نشست‌های ناهمگون را داشته‌اند.



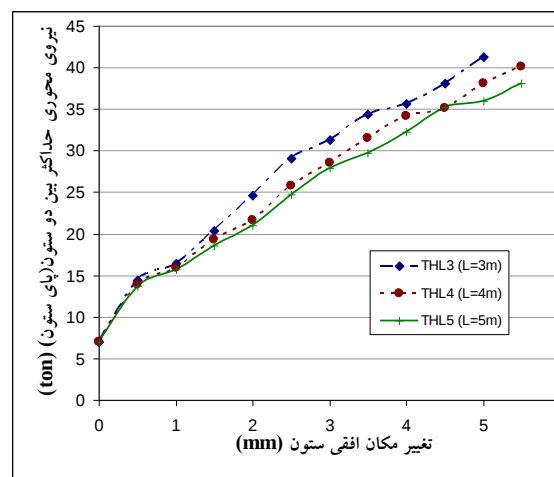
شکل ۹: تغییرات نیروی محوری حداکثر بین دو ستون در پای ستون به نشست نسبی شناژ در بررسی فاصله افقی دو پی منفرد

۲- بررسی تأثیر نوع خاک در تحلیل پی منفرد
تغییرات حداکثر نیروی محوری در پای ستون به نیروی طراحی شناژها، برای چهار نوع خاک، مطابق شکل ۱۰ ارائه شده است. این تغییرات به نحوی است که با افزایش بارگذاری و افزایش نیروی حداکثر در پای ستونها، رنج افزایشی نیروی ایجاد شده در میلگردهای شناژ در تیپ IV (مدل THE10) بیشترین و در تیپ I (مدل THE50) کمترین میزان را دارد. این تغییرات نشان می‌دهد هر چه انعطاف پذیری خاک زیر پی افزایش یابد، نیروی طراحی میلگردهای شناژ نیز افزایش می‌یابد. در ابتدای بارگذاری (P_{col} 20ton) نسبت نیروی طراحی میلگردهای شناژ به نیروی حداکثر در پای ستون ($\frac{P_{bar}}{P_{col}}$) برای انواع خاک تقریباً ثابت است. ولی با افزایش بارگذاری این نسبت، در خاک‌های مختلف مقدار متفاوتی را نشان می‌دهد، بطوریکه نیروی طراحی میلگردها در حد نهایی خود برای خاک تیپ I، ۳۷ درصد نیروی حداکثر پای ستون و در خاک تیپ IV، ۵۸ درصد نیروی حداکثر پای ستون می‌باشد. آنچه مشخص است اینگونه طراحی که در حد نهایی صورت می‌گیرد، بسیار متفاوت و دست بالا در مقایسه با نگرش و طراحی به روش

تأثیرگذار نمی‌باشد. در اینجا می‌توان رابطه‌ای را مطابق زیر برای نسبت نیروی طراحی شناژ به نیروی محوری حداکثر بین دو ستون با در نظر گرفتن فاصله افقی دو پی منفرد ارائه داد.

$$\frac{P_{bar}}{P_{col}} = 0.03L + 0.39 \quad (۳)$$

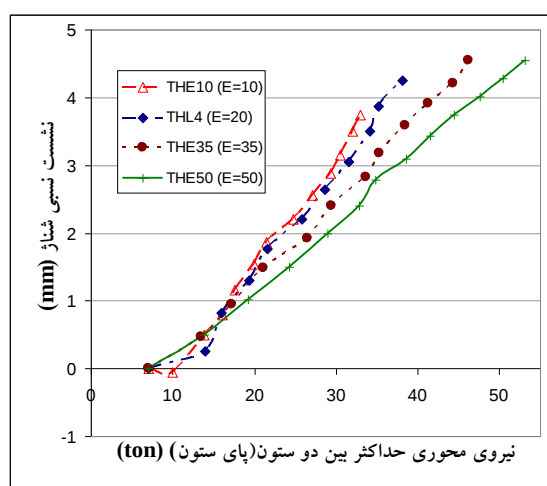
L فاصله افقی دو پی منفرد و بر حسب متر می‌باشد.



شکل ۸: تغییرات تغییر مکان افقی ستون به نیروی محوری حداکثر بین دو ستون در پای ستون در بررسی فاصله افقی دو پی منفرد

یکی از وظائف مهم شناژها به عنوان یکی از اجزاء پی، جلوگیری از نشست‌های ناهمگون پی‌ها می‌باشد. بنابراین بررسی نشست‌های ایجاد شده در طی بارگذاری در مدل‌های مختلف می‌تواند مفید و مؤثر باشد. همانطور که در شکل ۸ مشخص است، در هر تغییر مکان افقی مشخص در ستون، در مدلی که فاصله افقی دو پی آن ۳ متر است، بیشترین نیرو در پای ستون و مدلی که فاصله افقی دو پی آن ۵ متر است کمترین نیرو در پای ستون ایجاد شده است. علت این تفاوت، اندرکنش خاک و پی و امکان دوران پی‌ها و توزیع متفاوت نیرو در پای ستون در مدل‌های مختلف است. البته این تفاوت انقدر زیاد نبوده است که باعث شود نشست نسبی شناژ، با افزایش نیرو در پای ستون در مدل THL3 بیشترین و در مدل THL5 کمترین مقدار را داشته است. بلکه مطابق شکل ۹ در مدل THL5 با افزایش نیرو در پای ستون، نشست نسبی بیشترین میزان و در مدل THL3 کمترین میزان را داشته‌است. تفاوتها بین دو مدل THL3 و THL5 زیاد

خاک تیپ I بیشترین میزان را دارد. همانطور که اشاره شد، در این قسمت نیز علت این اختلاف، اندرکنش خاک و پی و امکان دوران پی‌ها و توزیع متفاوت نیرو در پای ستون در مدل‌های مختلف می‌باشد. اندرکنش خاک و پی پارامتری مهم و مؤثر در طراحی پی و شناژ می‌باشد، بطوریکه بر خلاف روسازه که اکثراً منظور نمودن اندرکنش خاک و سازه منجر به کاهش نیروهای طراحی می‌شود، منظور نمودن اندرکنش خاک و پی (اندرکنش سینماتیک) و افزایش انعطاف‌پذیری باعث افزایش تحرکات و نشست‌های نسبی شناژ می‌گردد. این امر با افزایش بارگذاری تأثیر بیشتری از خود نشان می‌دهد (شکل ۱۲). البته این نکته قابل ذکر است که با منظور نمودن اندرکنش پی و روسازه (اندرکنش اینرسی) که خود متأثر از اندرکنش خاک و سازه می‌باشد، نیروهای طراحی در سازه پی غالباً کاهش می‌یابند.



شکل ۱۲: تغییرات نیروی محوری حداکثر بین دو ستون در پای ستون به نشست نسبی شناژ در بررسی تأثیر نوع خاک در تحلیل پی منفرد

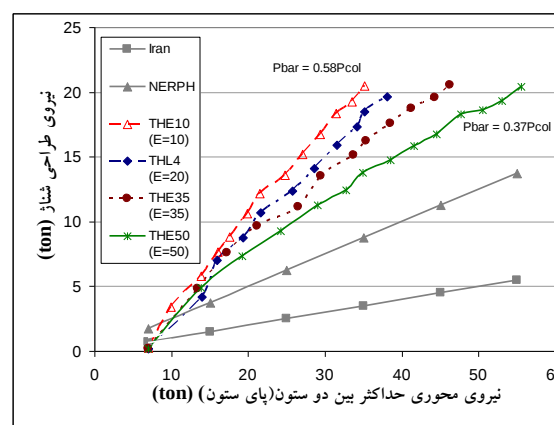
۳- بررسی تأثیر بار ثابت اولیه (بار ثقلی) در تحلیل پی منفرد

بارهای ثقلی ممکن است در طراحی شناژها تأثیر گذار باشند. این مورد در شکل ۱۳ بررسی شده است. همانطور که مشخص است هنگامی که نیروی ثقلی افزایش می‌یابد، شناژها سخت گیرانه تر طراحی می‌شوند ولی تأثیر این فاکتور بسیار نمی‌باشد. بطوریکه با افزایش ۶ تنی بار در هر ستون، نیروی طراحی میلگرد شناژ فقط $0/05P_{col}$ افزایش می‌یابد. بنابراین بطور تقریبی می‌توان گفت بار ثقلی حدود ۱۰ درصد کل بار (ثقلی و جانبی) در طراحی

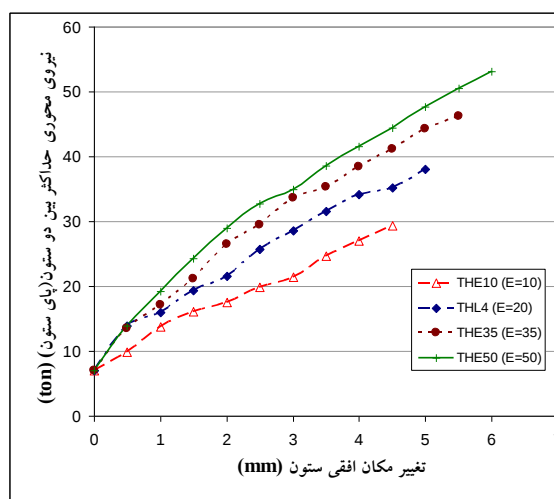
آیین‌نامه NEHRP و ایران می‌باشد. رابطه زیر نشان‌دهنده نسبت نیروی طراحی شناژ به نیروی محوری حداکثر بین دو ستون در بررسی تأثیر نوع خاک در تحلیل پی منفرد می‌باشد.

$$\frac{P_{bar}}{P_{col}} = 0.000525E + 0.3175 \quad (۴)$$

E ضریب الاستیسیته خاک و بر حسب کیلوگرم بر سانتیمتر مربع می‌باشد.



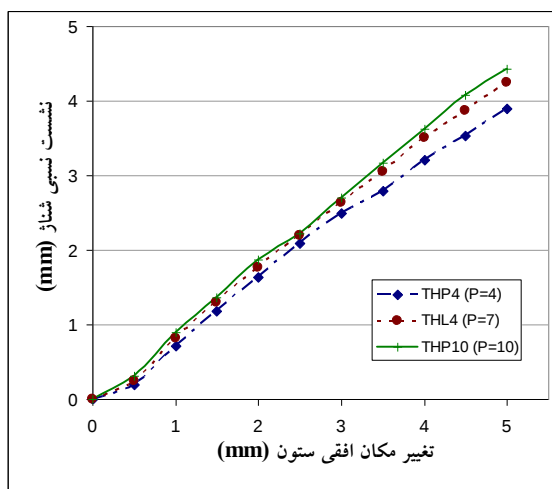
شکل ۱۰: تغییرات نیروی محوری حداکثر بین دو ستون در پای ستون به نیروی طراحی شناژ در بررسی تأثیر نوع خاک در تحلیل پی منفرد



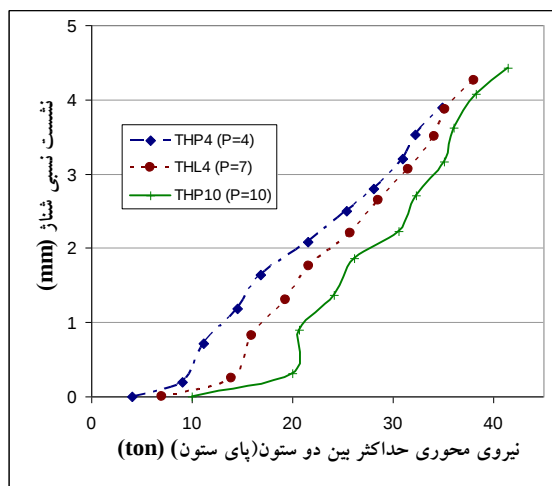
شکل ۱۱: تغییرات تغییر مکان افقی ستون به نیروی محوری حداکثر بین دو ستون در پای ستون در بررسی تأثیر نوع خاک در تحلیل پی منفرد

مطابق شکل ۱۱ رشد افزایشی نیروی حداکثر در پای ستون با افزایش تغییر مکان افقی در $0/5$ متری پای ستون، در خاک انعطاف‌پذیر تیپ IV کمترین میزان و در

و پی در تأثیر بارهای ثقلی به نیروی حداکثر پای ستون ناچیز است. از طرفی با توجه به شکل ۱۵ مشخص است با افزایش ۶ تنی بار ثقلی در انتهای بارگذاری فقط ۰/۵ میلیمتر تفاوت نشست نسبی و جود دارد که مقداری ناچیز است. همچنین با بررسی شکل ۱۶ نیز تأثیر کم بارهای ثقلی در نشست نسبی شناژ مشخص می‌شود. بنابراین با توجه به موارد فوق، می‌توان گفت ارتباط بین اندرکنش خاک و پی و بارهای ثقلی در افزایش نشست‌های نسبی شناژ کم اهمیت و ناچیز است.



شکل ۱۵: تغییرات تغییر مکان افقی ستون به نشست نسبی شناژ در تأثیر بار ثابت اولیه (بار ثقلی) در تحلیل پی منفرد



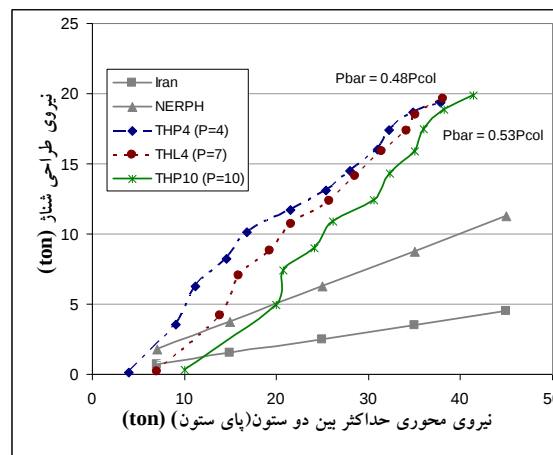
شکل ۱۶: تغییرات نیروی محوری حداکثر بین دو ستون در پای ستون به نشست نسبی شناژ در تأثیر بار ثابت اولیه (بار ثقلی) در تحلیل پی منفرد

۴- بررسی ترک خوردگی در طی بارگذاری
با اعمال بارگذاری تنش‌های فشاری و کششی در سازه پی ایجاد می‌شود. آنچه مسلم است اگر تنش فشاری ایجاد

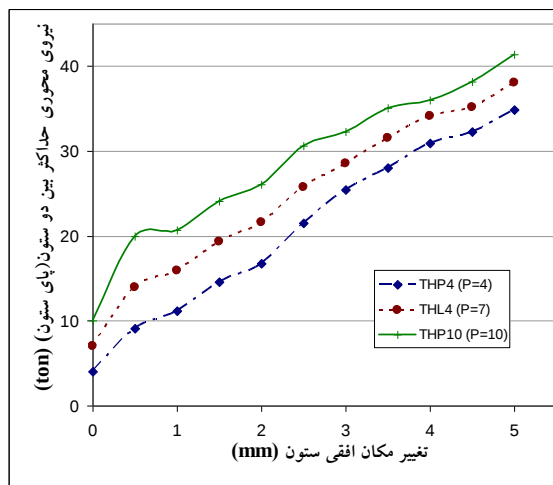
شناژ مؤثر بوده‌است. رابطه زیر بیانگر تغییرات نیروی محوری حداکثر بین دو ستون در پای ستون به نیروی طراحی شناژ در تأثیر بار ثابت اولیه (بار ثقلی) در تحلیل پی منفرد می‌باشد.

$$\frac{P_{bar}}{P_{col}} = 0.563 - 0.00833P \quad (5)$$

P بار ثابت اولیه (بار ثقلی) و بر حسب تن می‌باشد.



شکل ۱۳: تغییرات نیروی محوری حداکثر بین دو ستون در پای ستون به نیروی طراحی شناژ در تأثیر بار ثابت اولیه (بار ثقلی) در تحلیل پی منفرد



شکل ۱۴: تغییرات تغییر مکان افقی ستون به نیروی محوری حداکثر بین دو ستون در پای ستون در تأثیر بار ثابت اولیه (بار ثقلی) در تحلیل پی منفرد

آنچنانکه در شکل ۱۴ ملاحظه می‌شود، با افزایش بارهای ثقلی، میزان افزایش نیروی حداکثر پای ستون با افزایش تغییر مکان افقی ستون تقریباً ثابت می‌ماند. این موضوع نشان می‌دهد که تقریباً اثر پدیده اندرکنش خاک

اتصال شناژ به پی بوده است. نمایی کلی از ترک خوردگی در مرحله آخر بارگذاری در مدل THL4 در شکل ۱۸ مشخص است. اکثر ترکها به صورت خمشی بوده و ترک برشی بسیار کم به چشم می خورد [۱۵].

نتیجه گیری

پارامترهای بسیاری در بررسی سازه پیها تأثیرگذار است، از آن جمله می توان به اندرکنش خاک و پی و اندرکنش پی و روسازه اشاره کرد. در این راستا بررسی تأثیر بارهای ثقلی، شکل هندسی پی (فاصله ستونها و ...) و نوع خاک می تواند در مطالعه بهتر پدیده اندرکنش مفید باشد.

در این تحقیق، با بررسی فاکتورهای تأثیر بار ثقلی، ناحیه ستونها و نوع خاک در مدل های پی منفرد نتایجی به دست آمد که خلاصه آن به شرح زیر است:

۱- پدیده اندرکنش خاک و پی، پارامتری مهم در طراحی خمشی شناژها می باشد، بطوریکه با افزایش ۵ برابری انعطاف پذیری خاک نیروی طراحی شناژها حدود ۱/۶ برابر و نشست های نسبی شناژها نیز افزایش می یابد.

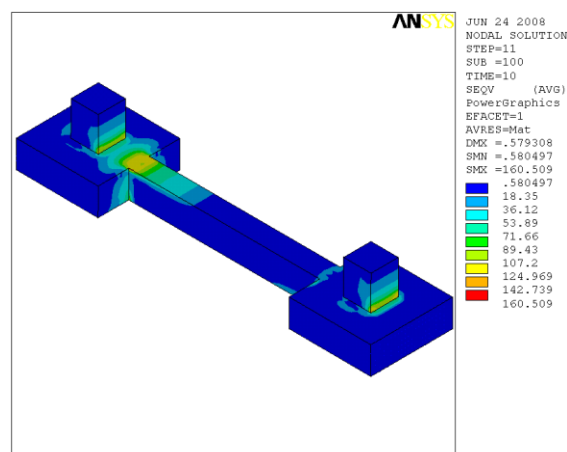
۲- افزایش ۱/۷ برابری فاصله بین ستونها تأثیری برابر ۱۲ درصد در افزایش نیروهای طراحی شناژ دارد و از طرفی این پارامتر، فاکتور مهمی در تغییرات نشست نسبی شناژ می باشد. بطوریکه با افزایش فاصله بین ستونها نشست نسبی شناژ افزایش قابل توجهی دارد.

۳- کاهش یا افزایش نیروی ثقلی، اثر قابل توجهی در تغییرات نیروی طراحی شناژ و همچنین تغییرات نشست نسبی شناژ ندارد. بطوریکه با افزایش ۲/۵ برابری بار ثقلی نیروی طراحی شناژ فقط ۱۰ درصد افزایش می یابد.

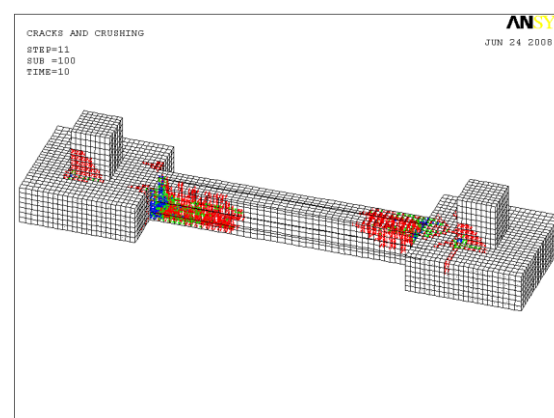
۴- با بررسی روند ترک خوردگی در مدل های پی منفرد، مشاهده می شود، اغلب ترکها به صورت خمشی ظاهر شده اند، بطوریکه در نهایت مفصل در محل اتصال شناژ به پی منفرد به صورت خمشی ایجاد می شود.

۵- با توجه به اهمیت نقش سازه پی به منظور یکپارچه ساختن روسازه در تکانهای زمین و جلوگیری از حرکت های افقی و عمودی ستونها از یکدیگر، الاستیک ماندن رفتار سازه پی در این محدوده بارگذاری (بر اساس حداکثر تغییر مکان معرفی شده در ۰/۵ متری پای ستون مطابق با معیار حد توقف روسازه) و به تأخیر افتادن ایجاد فواصل پلاستیک، امری مفید و لازم به نظر می رسد.

شده از تنش فشاری مجاز بتن و تنش کششی ایجاد شده از تنش کششی مجاز بتن بیشتر شوند، به ترتیب خوردشدگی و ترک خوردگی در جسم بتن اتفاق می افتد. توزیع تنش در مدل THL4 که به عنوان نماینده از بین مدل ها انتخاب می گردد، مطابق شکل ۱۷ می باشد.



شکل ۱۷: کانتور تنش فون-میسز بر حسب کیلوگرم بر سانتیمتر مربع در مدل THL4



شکل ۱۸: نمای سه بعدی از ترک خوردگی در مدل THL4

بطور کلی ترکها می توانند به چند حالت ۱- ترک خمشی^۵ ۲- ترک کششی قطری^۶ ۳- ترک فشاری^۷ و یا ترکیب چند ترک باشند [۱۴]. در طی بارگذاری کلیه مدل ها در محل اتصال شناژ به پی دچار ترک خوردگی می شوند. ترک خوردگیها در حین بارگذاری در طول شناژ گسترش پیدا کرده، بطوریکه در مرحله پایانی، طول گسترش ترک در مدل THL4 در هر طرف شناژ در حدود ۸۰ سانتیمتر می باشد. (شکل ۱۸). این موضوع بدین معنی است که در انتهای تحلیل شناژ در بیش از نیمی از طول خود دچار ترک خوردگی شده است. شکست مدلها در این قسمت از تحقیق، همگی به صورت خمشی و در ناحیه

نشست‌های زیاد و تغییر شکل‌های ماندگار در پی، شناژ پی‌ها بر خلاف آیین‌نامه نرپ و ایران که به صورت عضو محوری فرض و طراحی می‌شوند، به عنوان یک عضو خمشی و با نیروی طراحی بیشتری طراحی گردند.

۶- خروجی‌های تحلیل المان محدود نشان می‌دهد، ۳۷ تا ۵۸ درصد حداکثر نیروی محوری ستونهای دو طرف شناژ لازم است تا میلگردهای شناژ در حد نهایی خود طراحی گردند.

۷- با توجه به موارد اشاره شده و همچنین بندهای ۴، ۵ و ۶ نتیجه‌گیری، توصیه می‌شود به جهت جلوگیری از

مراجع

1. Iranian Building Regulation of 9 Discussion, (2009). Center of Research of Building and Housing.
2. FEMA 273, "NEHRP Guideline for the Seismic rehabilitation of building", (1996) Federal Emergency Management Agency (FEMA), Washington .D.C, USA,.
3. Edmond B., Translated by Nateghi Elahi F, (2006) "*Designing and Analysis of Concrete Structures in Earthquake Zones*", Tehran, Etehad Publication.
4. George Mylonakis, Sissy Nikolaou, George Gazetas; (2006) *Footings under seismic loading: Analysis and design issues with emphasis on bridge foundations*; Soil Dynamics and Earthquake Engineering 26, 824–853.
5. Xiaoming vuan, Rui sun and Meng shangjia, February (2003) "*Effect of asymmetry and irregularity of seismic waves on earthquake induced differential settlement of buildings on natural subsoil*", soil dynamics and earthquake Engineering, 23 (2).
6. Izuru Takewaki, Noriko Takeda and Koji uetani, April (2003) "*Fast practical evaluation of soil-structure interaction of embedded Structures*", soil dynamics and earthquake Engineering, 23 (3).
7. Sivapalan Gajan, Bruce L. Kutter, Justin D. Phalen, Tara C. Hutchinson, Geoff R. Martin; (2005) *Centrifuge modeling of load-deformation behavior of rocking shallow foundations*; Soil Dynamics and Earthquake Engineering 25, 773–783.
8. H. Shakib, A. Fuladgar; (2004) "*Dynamic soil–structure interaction effects on the seismic response of asymmetric buildings*"; Soil Dynamics and Earthquake Engineering 24, 379–388.
9. Ansys 10, Help and Documentation, Element Reference > Element library, Part I
10. Mostofi Nezhad, D., Winter (2007). "*Reinforced Concrete Structures*", Arkan Danesh Publication, 6th Edition, Volume one.
11. Belarabi A, HSU TTC, (1994) "*Constitutive laws of concrete in tension and reinforcing bars stiffed by concrete*", Structural Journal of ACI, 91(4), 465-74.
12. Malek, M., (1993) *Study of Behavior of Extensive Foundation Under the Load of Earthquake*, Thesis of Postgraduate of Civil Engineering, Amirkabir University, Faculty of Engineering.
13. Tasnimi, A.A., *Behavior and Vibrating Design of Reinforced Concrete*, Center of Research of Building and Housing.
14. Anthony J. Wolanski, B.S., "Flexural; (2004) "*behavior of reinforced and prestressed concrete beams using finite element analysis*", Milwaukee, Wisconsin; May.
15. Amiri A., (2008); "*Structural Study of Shallow Foundations with Split Level Against Earthquake*", Thesis of Postgraduate of Civil Engineering (structure), Semnan University, Faculty of Civil Engineering.

واژه‌های انگلیسی به ترتیب استفاده در متن

1. Rocking
2. Displacement control
3. Load control
4. Creep
5. Flexural Cracks
6. Diagonal tensile Cracks
7. Compressive Cracks