دانشکده : عمران

ارزیابی تراز پایه در ساختمانهای دارای پی های غیرهمسطح با درنظر گرفتن اندرکنش خاک – پی - سازه

دانشجو : علی نقی زاده

اساتید راهنما :

دکتر وحید رضا کلات جاری

دکتر رضا نادری

استاد مشاور:

مهندس محمد حسین طالب پور

پایان نامه ارشد جهت اخذ درجه کارشناسی ارشد

شهریورماه ۱۳۹۱

شماره :
تاریخ : ۹۱/۷/۴
ویرایش :

دانشگاه صنعتی شاهرود

مدیریت تحصیلات تکمیلی

بسمه تعالی

فرم شماره (۶)

فرم صورتجلسه دفاع از پایان نامه تحصیلی دوره کارشناسی ارشد

با تأییدات خداوند متعال و با استعانت از حضرت ولی عصر (عج) ارزیابی جلسه دفاع از پایان نامه کارشناسی ارشد **آقای علی نقی زاده** رشته **عمران** گرایش **سازه** تحت عنوان: **ارزیابی تراز پایه در ساختمانهای دارای پی های غیر مسطح با در نظر گرفتن اندرکنش خاک - پی - سازه** که در تاریخ ۹۱/۶/۲۷ با حضور هیأت محترم داوران در دانشگاه صنعتی شاهرود برگزار گردید به شرح ذیل اعلام می گردد:

قبول (با درجه : عالی امتیاز ۱۹,۳۹) ☑ دفاع مجدد ☐ مردود ☐

۱ـ عالی (۲۰ ـ ۱۹) ۲ـ بسیار خوب (۱۸/۹۹ ـ ۱۸) ۳ـ خوب (۱۷/۹۹ ـ ۱۶)

۴ـ قابل قبول (۱۵/۹۹ ـ ۱۴) ۵- نمره کمتر از ۱۴ غیر قابل قبول

عضو هیأت داوران	نام ونام خانوادگی	مرتبهٔ علمی	امضاء
۱ـ استادراهنما	دکتر وحیدرضا کلاتجاری	استاد یار	
۲- استاد مشاور	مهندس محمد حسین طالب پور	-	
۳ـ نماینده شورای تحصیلات تکمیلی	سید علی حسینی	استاد یار	
۴ـ استاد ممتحن	دکتر فرشید علایی	استاد یار	
۵ ـ استاد ممتحن	دکتر سید مهدی حسینی	استاد یار	

رئیس دانشکده : دکتر احمد احمدی

تقدیم به

پدر و مادرم

تشکر و قدردانی:

با حمد و سپاس از خدای بیکران که شاه کار خلقتش را به گونه ای آفرید که منشاء پیدایش علم، دین، اخلاق و هنر گردید و با اعطای نعمت تفکر و تعقل او را از جهالت، نادانی و تاریکی رهانید و به سوی علم و دانش رهنمون ساخت.

اکنون که با یاری خداوند متعال این تحقیق به سرانجام رسید بر خود لازم می دانم که از زحمات اساتید بزرگوار جناب آقایان دکتر وحیدرضا کلات جاری و دکتر رضا نادری و همچنین دوست عزیزم جناب آقای مهندس محمد حسین طالب پور کمال تشکر و قدردانی را داشته باشم که به واقع اگر زحمات این سه بزرگوار نبود این تحقیق هرگز به سرانجام نمی رسید.

تعهد نامه

اینجانب **علی نقی زاده** دانشجوی دوره کارشناسی ارشد رشته **عمران - سازه** دانشکده **عمران و معماری** دانشگاه صنعتی شاهرود نویسنده پایان نامه **ارزیابی تراز پایه در ساختمانهای دارای پی های غیر مسطح با در نظر گرفتن اندرکنش خاک – پی - سازه** تحت راهنمائی **دکتر وحیدرضا کلات جاری** متعهد می شوم:

- تحقیقات در این پایان نامه / رساله توسط اینجانب انجام شده و از صحت و اصا لت برخوردار است.
- در استفاده از نتایج پژوهشهای محققان دیگر به مرجع مورد استفاده استناد شده است.
- مطالب مندرج در پایان نامه / رساله تا کنون توسط خود یا فرد دیگری برای دریافت هیچ نوع مدرکی یا امتیازی در هیچ جا ارائه نشده است.
- کلیه حقوق معنوی این اثر متعلق به دانشگاه صنعتی شاهرود می باشد و مقالات مستخرج با نام << دانشگاه صنعتی شاهرود>> و یا <<shahrood university of technology>> به چاپ خواهد رسید.
- حقوق معنوی تمام افراد که در به دست آوردن نتایج اصلی پایان نامه / رساله تاثیر گذار بوده اند در مقالات مستخرج از پایان نامه / رساله رعایت شده است.
- در کلیه مراحل انجام این پایان نامه / رساله ، در مواردی که از موجود زنده (یا بافتهای آنها) استفاده شده است ضوابط و اصول اخلاقی رعایت شده است.
- در کلیه مراحل انجام این پایان نامه / رساله ، در مواردی که به حوزه اطلاعات شخصی افراد دسترسی یافته یا استفاده شده است اصل رازداری ، ضوابط و اصول اخلاقی انسانی رعایت شده است.

تاریخ:

امضای دانشجو

مالکیت نتایج و حق و نشر

- کلیه حقوق معنوی این اثر و محصولات آن (مقالات مستخرج ، کتاب، برنامه های رایانه ای، نرم افزارها و تجهیزات ساخته شده است) متعلق به دانشگاه صنعتی شاهرود می باشد. این مطلب باید به نحوی مقتضی در تولیدات علمی مربوطه ذکر شود.
- استفاده از اطلاعات و نتایج موجود در پایان نامه / رساله بدون ذکر مرجع مجاز نمی باشد.

چکیده

چنانچه برای آنالیز یک سازه از روش استاتیکی معادل استفاده شود، تراز پایه از جمله پارامترهای مؤثر، در تعیین نیروی لرزه ای وارد بر سازه خواهد بود. در سازه هایی که در آنها فونداسیون در یک سطح اجرا می شود و هیچگونه اندرکنشی بین دیواره های سازه و خاک وجود ندارد، بدیهی است تراز پایه از روی فونداسیون شروع می شود؛ اما مهندسین معمولاً با ساختمان هایی سروکار دارند که در آنها به دلیل وجود زیرزمین در قسمتی از سازه، فونداسیون در دو تراز متفاوت اجرا می گردد. از آنجا که در این خصوص پیشنهادی برای تعیین موقعیت تراز پایه در آیین نامه های لرزه ای به خصوص آیین نامهٔ ۲۸۰۰ ایران مطرح نشده است، این سؤال برای مهندس طراح بوجود می آید که برای انجام تحلیل استاتیکی معادل واقعاً چه ترازی را باید به عنوان تراز پایه در نظر گرفت؟ در این تحقیق سعی شده است تا به این سؤال پاسخ داده شود.

برای انجام این تحقیق، مدل های سازه ای به همراه فونداسیون و محیط خاک اطراف آن، در نرم افزار Abaqus مدل شده و با توجه به نوع خاک، تحت یک شتاب نگاشت مصنوعی منطبق بر طیف طرح آیین نامه ۲۸۰۰ قرار گرفته است. در این تحقیق از دو نوع خاک که معرف خاک های نوع (I) و نوع (IV) آیین نامه می باشند استفاده شده است. پس از بررسی نتایج نشان داده می شود که محل تراز پایه شدیداً تحت تأثیر نوع خاک قرار دارد و در عین حال به تعداد ستون های ورودی به زیرزمین و تعداد طبقات سازه نیز وابسته است.

کلمات کلیدی: تراز پایه، اندرکنش خاک– پی– سازه، فونداسیون های غیرهم سطح، شتاب نگاشت مصنوعی

فهرست مقالات:

۱- کلات جاری، وحیدرضا؛ نقی زاده، علی؛ نادری، رضا، طالب پور، محمدحسین؛ "بررسی اندرکنش خاک- پی- سازه در تحلیل لرزه ای استاتیکی ساختمان ها" اولین کنفرانس ملی عمران و توسعه، زیباکنار، ایران، اسفند ۱۳۹۰.

۲- کلات جاری، وحیدرضا؛ نقی زاده، علی؛ نادری، رضا، طالب پور، محمدحسین؛ "تحلیل دینامیکی طیفی مدل سه بعدی خاک- پی- سازه" اولین کنفرانس ملی عمران و توسعه، زیباکنار، ایران، اسفند ۱۳۹۰.

فهرست مطالب

فصل اول - کلیات

۱-۱- مقدمه ۲

۱-۲- طرح مسئله ۵

۱-۳- مرور برخی از کارهای انجام شده در باب بررسی تراز پایه ۷

فصل دوم - اندرکنش خاک - پی - سازه

۲-۱- مفهوم اندرکنش خاک – سازه ۱۱

۲-۲- فرموله کردن مسائل اندرکنش خاک- سازه ۱۳

۲-۳- روش های حل مسائل اندرکنش خاک - سازه ۱۶

۲-۳-۱- روش زیرسازه سازی ۱۶

۲-۳-۲- روش حل مختلط ۱۹

۲-۳-۳- روش کوپل المانهای محدود – نامحدود ۲۰

۲-۳-۳-۱- چند نکته ۲۱

۲-۳-۴- روش مستقیم ۲۲

۲-۳-۴-۱- روش اجزاء محدود ۲۳

۲-۳-۴-۱-۱- ابعاد المان ها ۲۵

۲-۳-۴-۱-۲- شرایط مرزی ۲۵

۲-۳-۴-۱-۲-۱- مرزهای ابتدایی ۲۵

۲-۳-۴-۱-۲-۲- مرزهای محلی(ویسکوز) ۲۶

۲-۳-۴-۱-۲-۳- مرزهای سازگار یا انتقالی ۲۶

۲-۳-۴-۲- روش المان های مرزی ۲۷

۲-۳-۴-۲-۱- مزایا و معایب روش المان های مرزی ۳۰

۲-۳-۴-۳- ترکیب روش های المان های محدود و المان های مرزی ۳۰

فصل سوم - تراز پایه و روش محاسبهٔ آن

۳-۱- مقدمه ۳۳

۳-۲- تراز پایه در آیین نامه های مختلف ۳۳

۳-۳- کاربردهای ترازپایه ۳۴

۳-۳-۱- آئین نامه ASCE ۳۴

۳-۳-۲- آیین نامه U.B.C ۳۵

۳-۳-۳- آیین نامه ۲۸۰۰ ایران ۳۶

۳-۴- روش محاسبهٔ تراز پایه در ساختمان های دارای پی های غیرهم سطح ۳۸

۳-۵- معیار مقایسه ۴۰

فصل چهارم - مدل سازی و فرضیات بکار رفته در آنالیز

۴-۱- مقدمه ۴۳

۴-۲- بررسی مدل ها ۴۳

۴-۳- مشخصات مکانیکی خاک ۴۷

۴-۳-۱ مدل دراگر-پراگر اصلاح شده/Cap (Modified Drucker–Prager/Cap Model) ۴۷

۴-۳-۲- قانون جریان ۵۰

۴-۳-۳- پارامترهای مدل ۵۱
۴-۴- المان ها و مش بندی آنها ۵۵
۴-۵- شرایط مرزی خاک ۵۷
۴-۶- مشخصات مواد مصرفی ۵۹
۴-۷- خصوصیات شتاب نگاشت ۶۱
۴-۸- کلیات مدل سازی در نرم افزار Abaqus ۶۵

فصل پنجم - بررسی نتایج و پیشنهادات

۵-۱- مقدمه ۶۹
۵-۲- ترازپایهٔ محافظه کارانه ۶۹
۵-۳- تأثیر نوع خاک ۷۸
۵-۴- تأثیر تعداد ستون های ورودی به زیرزمین ۸۰
۵-۴-۱- بررسی نتایج آنالیز بر روی خاک سخت ۸۰
۵-۴-۲- بررسی نتایج آنالیز ساختمان بر روی خاک نرم ۸۳
۵-۴-۳- نتیجه گیری ۸۵
۵-۵- تأثیر تعداد طبقات ۸۵
۵-۵-۱- بررسی نتایج آنالیز ساختمان بر روی خاک سخت ۸۶
۵-۵-۲- بررسی نتایج آنالیز ساختمان بر روی خاک نرم ۸۷
۵-۵-۳- نتیجه گیری ۹۰
۵-۶- تأثیر مساحت پلان ۹۱
۵-۷- پیشنهاداتی برای محل تراز پایه ۹۳

۵-۸- نتیجه گیری کلی ۹۷
۵-۹- پیشنهادات ۹۸
مراجع ۹۹

فهرست اشکال

فصل اول - کلیات

شکل (۱-۱) - سازه هایی که تراز پایهٔ آنها روی فونداسیون قرار دارد ۴

شکل (۱-۲) - سازه هایی که محل تراز پایهٔ آنها مبهم است ۵

شکل (۱-۳) - طرح مسئله ۶

فصل دوم - اندرکنش خاک - پی - سازه

شکل (۲-۱) - پاسخ لرزه ای سازهٔ قرار گرفته روی سنگ و خاک ۱۲

شکل (۲-۲) - تفکیک یک مسئله اندرکنش خاک- سازه ۱۴

شکل (۲-۳) - روش زیر سازه در تحلیل اندرکنش خاک و سازه ۱۷

شکل (۲-۴) - تفکیک خاک و سازه در روش حل مختلط ۱۹

شکل (۲-۵) - مدل نمودن بستر دینامیکی سازهٔ ژئوتکنیکی در روش کوپل المان های محدود نامحدود ۲۱

شکل (۲-۶) - اعمال بار متمرکز بر روی یک محیط نیمه بینهایت ۲۳

شکل (۲-۷) - طول محیط خاکی ۲۶

شکل (۲-۸) - شرایط مرزی خاک ۲۷

شکل (۲-۹) - نحوه المان بندی مسئله در روش المان محدود و المان مرزی ۲۹

فصل سوم - تراز پایه و روش محاسبهٔ آن

شکل (۳-۱) ۳۹

فصل چهارم - مدل سازی و فرضیات بکار رفته در آنالیز

شکل (۴-۱) - سازهٔ فولادی با فونداسیون غیرهم سطح ۴۳

شکل (۴-۲) - گروه سازه های ۶،۸ و ۴ طبقهٔ در نظر گرفته شده برای آنالیز ۴۵

شکل (۴-۳) - گروه سازه های ۱۶ طبقه ۴۶

شکل (۴-۴) - درصد ورود ستون ها به زیرزمین برای سازه های ۴ و ۶ دهانه ۴۶

شکل (۴-۵) - سطوح جاری شدن مدل Cap اصلاح شده در صفحهٔ p-t ۴۷

شکل (۴-۶) - نمونه ای از رفتار سخت شدگی در مدل Cap ۵۰

شکل (۴-۷) - جریان در مدل اصلاح شدهٔ Cap ۵۰

شکل (۴-۸) - منحنی سخت شوندگی خاک نرم ۵۳

شکل (۴-۹) - منحنی سخت شوندگی خاک سخت ۵۴

شکل (۴-۱۰) - نمونه ای از مش بندی جزیرهٔ خاکی ۵۶

شکل (۴-۱۱) - میله مخروطی نیمه بینهایت در برش ۵۸

شکل (۴-۱۲) - میراگر متمرکز در گره ۵۸

شکل (۴-۱۳) - شکل شماتیک از شبکه بندی محیط خاک برای قرار دادن فنر و میراگر ۵۹

شکل (۴-۱۴) - نمودار تنش-کرنش فشاری بتن ۶۰

شکل (۴-۱۵) - نمودار تنش-کرنش کششی بتن ۶۰

شکل (۴-۱۶) - نمودار تنش-کرنش فولاد ۶۰

شکل (۴-۱۷) - مشخصات زلزله ای که طیف پاسخ آن بر طیف بازتاب (B) زمین نوع ۱ آیین نامه منطبق می باشد ۶۳

شکل (۴-۱۸) - مشخصات زلزله ای که طیف پاسخ آن بر طیف بازتاب (B) زمین نوع ۴ آیین نامه منطبق می باشد ۶۳

شکل (۴-۱۹) - طیف پاسخ شتاب نگاشت سازگار با خاک تیپ ۱ ..... ۶۴

شکل (۴-۲۰) - طیف پاسخ شتاب نگاشت سازگار با خاک تیپ ۴ ..... ۶۴

شکل (۴-۲۱) - اجزاء تشکیل دهندهٔ یک مدل در Abaqus ۶۷

فصل پنجم - بررسی نتایج و پیشنهادات

شکل (۵-۱) - ساختمان ۸ طبقه در حالت ورود ۶۰ درصد ستون ها به زیرزمین ۶۹

شکل (۵-۲) - نیروی برشی طبقات برای یک ساختمان ۸ طبقه در حالت ورود ۶۰ درصد ستون ها به زیرزمین ۷۱

شکل (۵-۳) - طیف های بازتاب آیین نامهٔ ۲۸۰۰ برای چهار نوع خاک ۷۱

شکل (۵-۴) - نیروی برشی طبقات برای یک ساختمان ۸ طبقه در حالت ورود ۶۰ درصد ستون ها به زیرزمین ۷۴

شکل (۵-۵) - ساختمان یک طبقه دارای زیرزمین ۷۴

شکل (۵-۶) - نیروی برشی طبقهٔ همکف برای یک ساختمان ۱ طبقه در حالت ورود ۶۰ درصد ستون ها به زیرزمین ۷۶

شکل (۵-۷) - تأثیر نوع خاک بر محل تراز **پایه** ۷۹

شکل (۵-۸) - چهار گروه آنالیزی برای تعیین تأثیر تعداد ستون های ورودی به زیرزمین بر محل تراز پایه ۸۱

شکل (۵-۹) - تأثیر تعداد ستون های ورودی به زیرزمین بر محل تراز پایه بر روی خاک سخت ۸۲

شکل (۵-۱۰) - تأثیر تعداد ستون های ورودی به زیرزمین بر محل تراز پایه بر روی خاک نرم .. ۸۴

شکل (۵-۱۱) - سه گروه درنظرگرفته شده برای آنالیز جهت بررسی تأثیر طبقات بر محل تراز پایه ۸۸

شکل (۵-۱۲) - تأثیر تعداد طبقات ساختمان بر محل تراز پایه بر روی خاک نرم ۸۹

شکل (۵-۱۳) - تأثیر تعداد طبقات ساختمان بر محل تراز پایه بر روی خاک سخت ۹۰

شکل (۵-۱۴) - سه گروه درنظرگرفته شده برای آنالیز جهت بررسی تأثیر مساحت پلان بر محل تراز پایه ۹۲

شکل (۵-۱۵) - تأثیر مساحت پلان بر محل تراز پایه بر روی خاک سخت ۹۳

شکل (۵-۱۶) - محل تراز پایه برای تمامی مدل های جهار دهانه بر روی خاک سخت و نرم . ۹۵

فهرست جداول

فصل چهارم - مدل سازی و فرضیات بکار رفته در آنالیز

جدول (۴-۱) - مشخصات خاک نرم ۵۳

جدول (۴-۲) - مشخصات خاک سخت ۵۴

جدول (۴-۳)- مشخصات المان های استفاده شده ۵۷

فصل پنجم - بررسی نتایج و پیشنهادات

جدول (۵-۱) - مشخصات سازه و خاک برای ساختمان ۸ طبقه بر روی زمین نوع ۲ ..... ۷۰

جدول (۵-۲) - مشخصات سازه و خاک برای ساختمان ۸ طبقه بر روی زمین نوع ۴ ..... ۷۳

جدول (۵-۳) - مشخصات سازه و خاک برای ساختمان ۱ طبقه بر روی زمین نوع ۴ ..... ۷۵

جدول (۵-۴) - مقادیر عددی نمودار شکل (۵-۹) ۸۲

جدول (۵-۵) - مقادیر عددی نمودار شکل (۵-۱۰) ۸۳

جدول (۵-۶) - مقادیر عددی نمودار شکل (۵-۱۳) ۸۷

جدول (۵-۷) - مقادیر عددی نمودار شکل (۵-۱۵) ۹۱

جدول (۵-۸) - مقادیر عددی نمودار شکل (۵-۱۶) ۹۴

فصل اول

کلیات

۱ -۱ - مقدمه

در اغلب آیین نامه های ساختمانی که در آنها نیروی ناشی از زلزله را با استفاده از تحلیل استاتیکی معادل تعیین می کنند، این نیرو یا همان برش پایه به صورت ضریبی از جرم ساختمان تعریف می شود. این امر به دلیل اثرگذاری جرم طبقات در نیروی وارده از طرف زلزله، هنگام اعمال شتاب از سوی خاک به سازه می باشد. هنگامی که سازه تحت اثر شتاب حاصل از زمین لرزه قرار می گیرد رابطهٔ زیر حاکم می شود:

$$M\ddot{u}+C\dot{u}+Ku=M\ddot{u}_g \qquad (۱-۱)$$

در رابطهٔ فوق M ماتریس جرم سازه، C ماتریس میرایی، K ماتریس سختی، u تغییر مکان نسبی سازه نسبت به پی و u_g تغییر مکان پی نسبت به حالت مبنا می باشد. از طرفی در صورتی که تکیه گاه سازه را ثابت فرض کرده و سازه را تحت اثر یک نیروی دینامیکی در نظر بگیریم داریم:

$$M\ddot{u}+C\dot{u}+Ku=F_{(t)} \qquad (۲-۱)$$

با مساوی قرار دادن دو رابطهٔ فوق می توان نیروی ناشی از زلزله را به صورت جرم سازه در شتاب مؤثر بیان کرد. با توجه به معلوم بودن جرم سازه، هدف اصلی آیین نامه های معتبر زلزله، تعیین این شتاب یا به عبارت دیگر ضریب زلزله است به گونه ای که علاوه بر شتاب واقعی زلزله عوامل دیگری از جمله اهمیت سازهٔ مورد نظر، خصوصیات خاک، اندرکنش خاک و سازه، رفتار سازه به صورت یک سازهٔ صلب یا تغییرشکل پذیر، رفتار مصالح سازه ای و سایر موارد درنظر گرفته شود.

به طور کلی بارگذاری لرزه ای از یک فکر ساده آغاز گردید. فرضیه ای که نیروی زلزله را معادل یک نیروی افقی می پندارد. پس از زلزله ۱۹۰۸ در مسینارجیو ایتالیا، تیمی مرکب از مهندسان مأموریت یافتند که ساختمانهای تخریب شده را مطالعه نموده و سبب را جویا شوند. تیم مزبور با بررسی ساختمانهای واژگون شده به این نتیجه رسیدند که زلزله برای واژگونی سازه ها باید نیرویی

افقی را ایجاد کرده باشد. مقدار این نیرو برابر $\frac{1}{12}$ وزن ساختمان فرض شد. این نظر بعداً در قالب رابطه زیر بیان شد:

$$V = C.W \qquad (۳-۱)$$

در این رابطه V نیروی زلزله، W وزن ساختمان و C ضریب زلزله می باشد. برای ضریب زلزله (C) در ابتدا مقداری برابر $\frac{1}{12}$ وزن ساختمان پیشنهاد شده بود. این مقدار پس از انجام مطالعاتی برابر $\frac{1}{10}$ در نظر گرفته شد و اکثر کشورها نیز نظر فوق را پذیرا شدند و ضریب زلزله را در همان محدودهٔ $\frac{1}{10}$ در نظر گرفتند.

به طور کلی ارکان اصلی روش استاتیکی معادل عبارتند از:

۱- تعیین برش پایه

۲- توزیع برش پایه در ارتفاع سازه

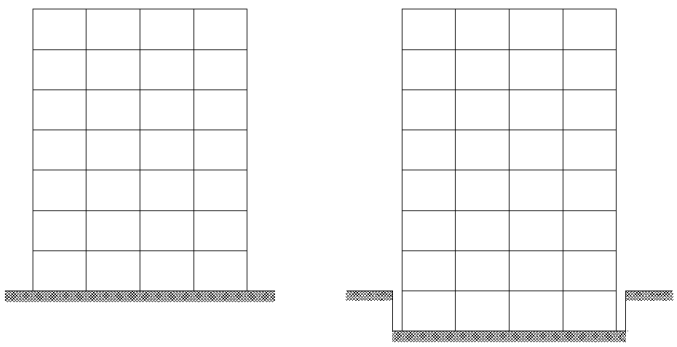
۳- وارسی ها (پیچش، واژگونی، جابه جایی، ...)

پیشرفت و تکامل علم دینامیک سازه از یک سو و اطلاعات حاصل از زلزله های ثبت شده از سوی دیگر نشان داد که عوامل مختلفی در تعیین نیروی زلزله مؤثرند. برخی از این عوامل نظیر زمان تناوب و استهلاک، شکل مد و ظرفیت سازه برای پذیرفتن تغییر شکل های خمیری، از خواص دینامیکی سازه حاصل می شوند. عوامل دیگری نظیر جنس خاک و لرزه خیزی محل نیز می توانند بر نیروی زلزله تأثیر بگذارند. این عوامل رفته رفته جای خود را در آیین نامه ها باز کردند. آیین نامه های لرزه ای ضمن حفظ کالبد قدیمی برای تخمین نیروی زلزله، اثر برخی از این عوامل را به طور صریح و برخی دیگر را به طور ضمنی در تعیین ضریب زلزله و توزیع نیروی زلزله دخالت دادند. بارگذاری لرزه ای استاتیکی طی نزدیک به یک قرن شاهد تحولات مختلفی بوده است، اما اساس سادهٔ آن همواره حفظ شده است و هنوز هم در اکثر آیین نامه ها روش استاتیکی معادل بعنوان اصلی ترین روش بارگذاری لرزه ای محسوب می شود[۱].

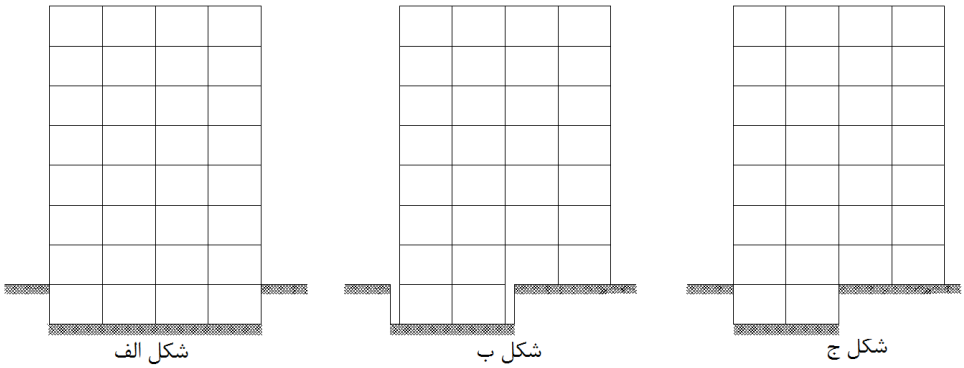
اگر بنا باشد که تنش های ناشی از زلزله توسط روش استاتیکی معادل تعیین شود باید فرم مناسبی جهت توزیع نیروی زلزله بین اجزای سازه ای در پلان و ارتفاع پیشنهاد شود. اغلب آیین نامه های ساختمانی رابطهٔ خطی زیر را برای توزیع برش پایه در ارتفاع پیشنهاد می کنند:

$$F_i = (V - F_t)\frac{w_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} w_j h_j} \qquad (۴-۱)$$

که در آن F_i نیروی جانبی در تراز طبقه i، h_i ارتفاع طبقه iام از تراز پایه، n تعداد طبقات ساختمانی از تراز پایه به بالا، F_t اثر شلاقی در تراز سقف طبقهٔ n و W_i وزن طبقه iام که شامل وزن سقف و قسمتی از بار زنده و نصف وزن دیوارها و ستون هایی که در بالا و پایین سقف قرار گرفته اند می باشد. همان طور که مشاهده می شود نیروی ناشی از زلزله در تراز هر طبقه، به جرم طبقه و ارتفاع آن از تراز پایه بستگی دارد. آیین نامه های معتبر زلزله از تراز پایه تعاریف مشابهی را ارائه داده اند که در فصل سوم این تحقیق، به دقت به آن اشاره شده است. به عنوان یک تعریف کلی، تراز پایه را می توان ترازی در نظر گرفت که حرکت زمین لرزه، از آن تراز به سازه وارد می شود. بدیهی است محل این تراز در سازه هایی مانند شکل (۱-۱) بر روی فونداسیون قرار دارد. اما در صورتی که با سازه هایی همانند آنچه در شکل (۱-۲) نشان داده شده است روبرو شویم دیگر نمی توانیم با قطعیت محل تراز پایه را مشخص نماییم.



شکل (۱-۱) : سازه هایی که تراز پایهٔ آنها روی فونداسیون قرار دارد.



شکل (۱-۲) : سازه هایی که محل تراز پایهٔ آنها مبهم است.

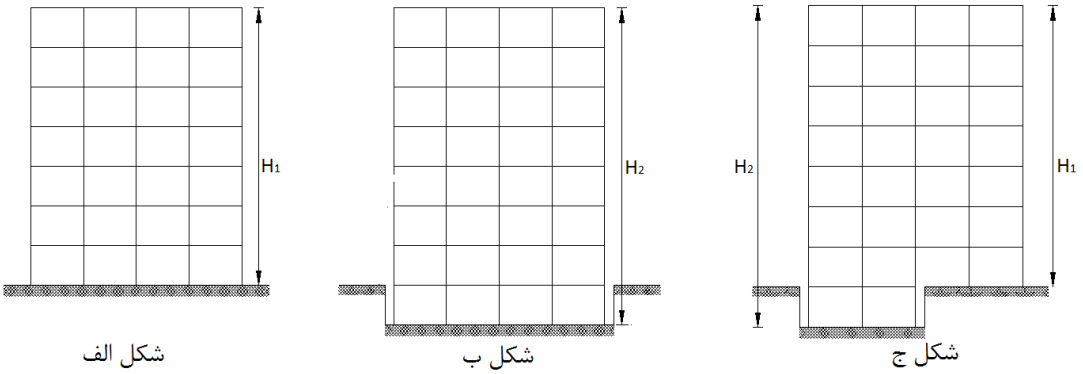
آیین نامه های لرزه ای منجمله آیین نامهٔ ۲۸۰۰ ایران نیز تاکنون مطلبی در این زمینه ارائه نداده است. از این رو در مواجهه با چنین سازه هایی نیازمند تحقیقاتی هستیم تا با در نظر گرفتن تمامی عوامل دخیل، محل تراز پایه را به درستی تعیین نماییم. از طرف دیگر فراوانی وجود چنین سازه هایی در محیط اجرایی و ابهامات مهندسین نسبت به محل واقعی تراز پایه، لزوم انجام چنین تحقیقاتی را بیشتر می نماید.

باید متذکر شد که علیرغم روش تحلیل دینامیکی غیرخطی که برای ارزیابی نیروی زلزله می توان انجام داد، روش تحلیل استاتیکی معادل به عنوان یک روش ساده جهت تخمین نیروی زلزله و طراحی اولیهٔ اعضاء ضروری می باشد. از آنجا که چندین تحقیق بر روی انواع سازه های شکل (۱-۲-الف) انجام شده است، لذا در این تحقیق سعی شده است تا مطالعه ای بر روی سازهای شکل (۱-۲-ب) انجام شود. امید است بتوانیم با انجام این مطالعه بخشی از سؤالات مهندسین را در برخورد با چنین سازه هایی جوابگو باشیم.

۱-۲- طرح مسئله

با ملاحظهٔ اشکال (۱-۳) الف و ب واضح است که تراز پایه روی فونداسیون بوده و جهت تعیین نیروی استاتیکی معادل ارتفاع های H_1 و H_2 مورد استفاده قرار می گیرد. برخی از ساختمان ها

همانند شکل (۱-۳) (ج) دارای زیرزمین هستند به گونه ای که قسمتی از سازه دارای ارتفاع H_1 و قسمتی دیگر دارای ارتفاع H_2 می باشد. در برخورد با چنین سازه هایی همواره این سؤال مطرح می شود که برای انجام تحلیل استاتیکی معادل چه ترازی را باید به عنوان تراز پایه در نظر گرفت؟ در یک نگاه دقیق تر این سؤال نیز مطرح می شود که آیا در چنین حالاتی نوع خاک می تواند بر روی محل تراز پایه تأثیر بگذارد یا اینکه تراز پایه صرفاً به مشخصات خود سازه بستگی دارد و مستقل از نوع خاک زیرین است؟



شکل (۱ ۳): طرح مسئله

تحقیقات انجام شده نشان می دهد که علاوه بر سختی خود سازه، سختی خاک پیرامون سازه نیز می تواند بر روی رفتار سازه و به دنبال آن بر روی تراز پایه اثر بگذارد. این اثر گذاری نه فقط در سازه های دارای اختلاف تراز، بلکه در تمام حالاتی که سازه بر روی خاک واقع شده است وجود خواهد داشت. با وجود آگاهی از تأثیر جنس خاک بر محل تراز پایه، هنوز جای این سؤال مطرح است که این تأثیر چگونه خود را نشان می دهد؟ محل تراز پایه با تغییر درصد ستونهای ورودی به زیرزمین چگونه تغییر می کند؟ آیا می توان از روی درصد ستون های ورودی به زیرزمین محل تراز پایه را تخمین زد؟ تأثیر تعداد طبقات سازه بر روی تراز پایه چگونه است؟ آیا محل تراز پایه به تعداد طبقات سازه بستگی دارد؟ آیا محل تراز پایه متأثر از ابعاد پلان نیز می باشد؟ اینها همگی سؤالاتی است که می تواند در مواجهه با چنین سازه هایی برای مهندس طراح بوجود بیاید. با وجود تمامی این سؤالات گهگاه

مشاهده می شود مهندسین به دلیل ناآگاهی از محل واقعی تراز پایه در جهت اطمینان تراز پایین تر را به عنوان تراز پایه درنظر می گیرند.

آیا می توان گفت این تصمیم در تمامی موارد در جهت اطمینان بوده و تراز پایین تر همواره نتایج آنالیز را به شکل محافظه کارانه ای تغییر می دهد؟

موارد ذکر شده سؤالاتی است که در این مقوله مطرح می باشد و در این تحقیق سعی شده است تا حد توان به این سؤالات پاسخ داده شود.

۱-۳- مرور برخی از کارهای انجام شده در باب بررسی تراز پایه

علارغم تلاش برای یافتن منابعی در باب محاسبهٔ تراز پایه برای ساختمان هایی که دارای اختلاف تراز در فونداسیون می باشند، تاکنون موفقیتی برای یافتن تحقیقی در این زمینه حاصل نشد امّا چند کار تحقیقاتی در خصوص تعیین تراز پایه در ساختمان های نیمه مدفون انجام شده است که به اختصار به برخی از آنها اشاره می شود.

مدرس در سال ۱۳۶۸ در پایان نامهٔ کارشناسی ارشد خود به بررسی تراز مبنای ارتعاش سازه های نیمه مدفون بهنگام زلزله پرداخت و در پایان کار تحقیقاتی خود نتیجه گیری نمود که اگر خاک در مقابل سازه بقدری صلب باشد که بتواند تغییرشکل های بخش مدفون سازه را کنترل نماید، در این صورت کیفیت ارتعاشی بخش مدفون و غیرمدفون سازه شدیداً با یکدیگر تفاوت خواهد داشت. در این حالت بخش مدفون تقریباً از تغییرشکل های خاک تبعیت کرده و بخش غیرمدفون آن به طور مستقل ارتعاش خواهد کرد. بنابراین اگر در این حالت فرض شود تراز مبنا روی سطح خیابان می باشد خطای قابل توجهی را نسبت به حالت واقعی مرتکب نخواهیم شد و لذا این فرض در این حالت صحیح خواهد بود. برعکس اگر خاک در مقابل سازه، نرم باشد خاک توانایی کنترل تغییرشکل های سازه را نداشته و در نظر گرفتن تراز پایه روی سطح خیابان خطای چشمگیری را بوجود می آورد. وی همچنین نشان می دهد که در حالت وجود خاک نرم در نظر گرفتن تراز پایه روی سطح پی نیز می تواند خطای قابل

توجهی را ایجاد نماید. این بدان معنی است که خاک نرم نه تنها نمی تواند بخش مدفون سازه را حفظ نماید، بلکه با آن وارد عمل متقابل شده و ارتعاش سازه را نسبت به حالت تراز مبنا روی سطح پی تغییر می دهد[۳].

تحقیق بعدی در این زمینه در سال ۱۳۷۵ توسط خان محمدی انجام گرفت[۴]. وی در پایان نامهٔ خود با عنوان "بررسی تراز پایه در ساختمان های نیمه مدفون با توجه به تأثیر اندرکنش خاک-سازه و وجود زلزله به صورت پدیدهٔ تصادفی" با توجه به نسبت های مختلف $\frac{h}{l}$ (نسبت ارتفاع آزاد به ارتفاع مدفون شدگی) نتایج زیر را جهت محاسبهٔ تراز پایه استخراج نمود:

- جهت نسبت های $\frac{h}{l}<5$ محدودهٔ $\frac{1}{3}$ میانی عمق مدفون شدگی (l) را می توان به عنوان محل مناسب تراز پایه معرفی نمود.
- جهت نسبت های $\frac{h}{l}>5$ اندرکنش تأثیر قابل توجهی نمی تواند ایجاد نماید.
- با افزایش مقدار مدول برشی خاک، محل قرارگیری تراز پایه به سطح زمین نزدیک می شود.
- در نسبت های پایین $\frac{h}{l}$ ($\frac{h}{l}<2.5$)، اثر اندرکنش ملموس تر و قابل توجه تر می باشد.

در سال ۱۳۷۷ خواجه ای بیشک در پایان نامهٔ خود با عنوان "بررسی پارامتریک تراز پایه با درنظر گرفتن اثرات خاک" به بررسی محل قرارگیری تراز پایه در ساختمان های نیمه مدفون بر روی چهار تیپ خاک آیین نامه پرداخته و نتایج زیر را ارئه می دهد[۲]:

- با افزایش سختی خاک عمق تراز پایه به سطح زمین نزدیک می شود و با افزایش طبقات مدفون شدگی شتاب زیادتری به خود می گیرد.
- محل فرضی تراز پایه با افزایش طبقات مدفون از سطح زمین دور می شود.
- با افزایش طبقات روسازه و با ثابت نگه داشتن طبقات زیرسازه با محفوظ بودن نتایج قبلی، عمق فرضی تراز پایه اندکی با شیب منفی حرکت می کند (البته بسیار ضعیف)؛ به این مفهوم که با افزایش ارتفاع روسازه عمق فرضی تراز پایه زیاد می شود.

- با کاهش طبقات مدفون، تراز پایه به سطح زمین نزدیک تر می شود.
- با نرم شدن خاک در محل تراز پایه پراکندگی بوجود می آید که با افزایش طبقات مدفون پراکنده تر نیز می شود و دلیل آن مسلماً اثرات اندرکنش می باشد.
- برای سازه هایی با ۵ طبقه مدفون عمق تراز پایه در نصفهٔ پایین عمق مدفون می باشد و برای سازه هایی با ۱ و ۳ طبقه مدفون عمق تراز پایه حدود $\frac{2}{3}$ تحتانی ارتفاع مدفون سازه می باشد.

تحقیق بعدی در این زمینه در سال ۱۳۸۷ توسط کلاهدوزان انجام شد[۵]. وی در تحقیقی با عنوان "تأثیر سختی سازهٔ زیرزمینی در تعیین تراز پایه با استفاده از تحلیل دینامیکی اندرکنش خاک و سازه" به بررسی تراز پایه در ساختمان های نیمه مدفون پرداخت. وی نشان داد:

- در صورت وجود دیوار میانقاب در سازه، با پارامترهای دیگر متفاوت، همیشه تراز پایه بالای دیوار میانقابی قرار می گیرد.
- در خاک های تیپ ۱ و ۲ و وجود دیوار حائل، با پارامترهای دیگر متفاوت، تراز پایه باز هم در بالای دیوار حائل قرار می گیرد.
- در خاک های تیپ ۳ و ۴ و وجود دیوار حائل، با پارامترهای دیگر متفاوت، تراز پایه حداقل یک تراز پایین تر قرار می گیرد.
- نوع سیستم جانبی سازه تأثیری در محل تراز پایه ندارد.
- تعداد طبقات مدفون در زمین تأثیری در موقعیت تراز پایه ندارد.
- توصیهٔ آیین نامهٔ ۲۸۰۰ که فقط در صورت وجود خاک کوبیده شده، می توان تراز پایه را بالای دیوار در نظر گرفت، بسیار محافظه کارانه است.

در فصل بعد اندرکنش خاک – سازه به عنوان یکی از فرضیات اصلی این تحقیق توضیح داده شده است. در ادامه در فصل سوم روش مورد استفاده برای محاسبهٔ تراز پایه در ساختمان های مورد بحث ذکر خواهد شد. در فصل چهارم به معرفی مدل ها و فرضیات بکار رفته در آنالیز و در انتها در فصل پنجم به بررسی نتایج بدست آمده پرداخته شده است.

فصل دوم

اندرکنش خاک – پی – سازه

۲ ۱-- مفهوم اندرکنش خاک – سازه

در تحلیل و بررسی رفتار لرزه‌ای یک سازه، تحریکی که از جانب زمین به سازه اعمال می‌شود برای حالتی که سازه بر زمین سخت و سنگ بستر متکی باشد همان تحریکی است که قبل از احداث سازه در آن نقطه از پی وجود داشته است، اما در صورتی که سازه بر خاک نرم متکی باشد تغییرات مهمّی در نیروی لرزه ای وارد به سازه رخ خواهد داد، در این حالت سازه با خاک پیرامون خود در اندرکنش بوده و تغییراتی را در حرکات پایه ایجاد خواهد نمود.

برای درک بهتر اثر اندرکنش خاک - سازه، به مقایسه کیفی پاسخ یک سازهٔ احداث شده بر روی زمین صلب و سازه احداث شده در خاک نرم می پردازیم (شکل (۲-۱)). در شکل a از مجموعه اشکال شکل (۲-۱) دو سازه با پی صلب (شامل پی و دیوارهای جانبی) نشان داده شده است. یکی از سازه ها مستقیماً بر روی سنگ بستر و دیگری بر روی لایهٔ خاک نرم قرار گرفته است. فاصله بین دو سازه کم بوده، لذا حرکات زمین که در سنگ بستر دریافت می‌شود برای هر دو سازه یکسان است. نقطه کنترلی A در زمین آزاد بر روی سنگ بستر در نظر گرفته شده است که در آن نقطه، حرکات زلزله به صورت تابعی از زمان تخصیص داده می‌شوند. در ادامهٔ مقایسهٔ دو سازهٔ مورد نظر در شکل a، برای سازهٔ واقع بر روی سنگ بستر، حرکت در نظر گرفته شده در نقطهٔ کنترل A از نظر تئوری با حرکت در نقطهٔ B یکسان است و می‌تواند مستقیماً به پی سازه وارد شود. در این حالت شتاب ورودی حاصل از نیروی اینرسی افقی وارد بر سازه، در کل ارتفاع یکسان می‌باشد. در طول زلزله، یک لنگر واژگونی و یک برش پایه در پی سازه وجود دارد و به علّت اینکه زمین صلب می‌باشد، این نیروها تغییر شکل‌های اضافی به پی تحمیل نمی‌کنند و تغییر مکان های افقی منتج در پایه با حرکت نقطه کنترلی برابر است و حرکت دورانی در پایه ایجاد نمی‌شود. در این حالت پاسخ سیستم، به پارامترهای سازه بستگی دارد. امّا برای سازهٔ احداث شده روی خاک نرم حرکات پی در نقطهٔ O با حرکات نقطهٔ کنترلی A متفاوت خواهد بود که این تفاوت به دلیل اثرات متقابل خاک و سازه می‌باشد، این تفاوت در نتیجه

سه اثر زیر انجام می‌شود:

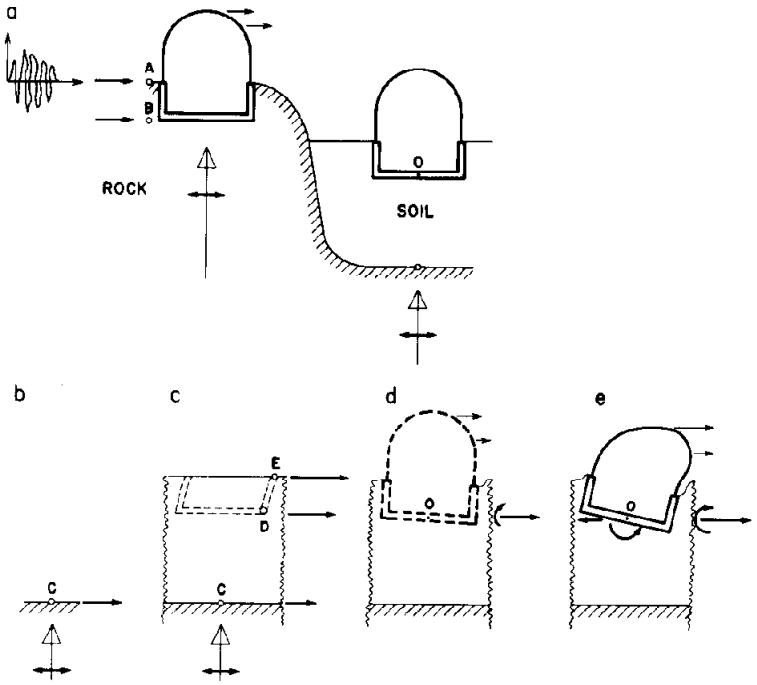
a: ساختگاه

b: سطح سنگ بستر

c: میدان آزاد

d: اندرکنش سینماتیک

e: اندرکنش اینرسی



شکل (۲-۱) : پاسخ لرزه ای سازهٔ قرار گرفته روی سنگ و خاک

۱ - حرکات خاک نرم روی سنگ بستر در نقطهٔ C، با حرکات نقطهٔ کنترلی A متفاوت خواهد بود؛ زیرا خاک نرم روی نقطهٔ C، باعث کاهش حرکات در آن نقطه (C) خواهد شد و در بیشتر حالات، حرکات از نقطهٔ C به بالا تشدید می‌شود که این مورد به محتوی فرکانس امواج بستگی دارد.

۲ - حرکات زمین آزاد (سطح زمین بدون حضور ساختمان یا هر نوع خاکبرداری)، در نقاط مختلف مثلاً نقاط E و D متفاوت است (شکل c). خاکبرداری و جایگزینی پی صلب، باعث می شود که در محل مورد نظر، حرکات زمین نسبت به حالت زمین آزاد تغییر یابد (شکل d). بوجود آمدن تغییرات در حرکات زمین در محل احداث ساختمان، باعث بوجود آمدن یک سری جابجایی ها با مؤلفه‌های افقی و دورانی به پی می‌شود که این حرکت های وارده به پی، باعث ایجاد شتاب و در نتیجه نیروی اینرسی خواهد شد که در ارتفاع سازه متغیر می‌باشند. این قسمت از این نیروها که ناشی از اندرکنش خاک و سازه می‌باشند، اصطلاحاً اندرکنش سینماتیکی نامیده می‌شود.

۳ - نیروهای اینرسی وارده بر سازه باعث ایجاد لنگر واژگونی و یک برش معکوس در مرکز پی

می‌شوند (شکل e)؛ که این لنگر و برش باعث ایجاد تغییر شکل در خاک و لذا تغییر در حرکات پایه خواهند شد که این قسمت تحلیل، اصطلاحاً اندرکنش اینرسی نام دارد.

با تداخل سه اصل فوق مشاهده می‌شود که اثر اندرکنش خاک ـ سازه در طراحی سازه‌ها غیر قابل چشم پوشی بوده و در نظر گرفتن آن و تحلیل اثرات متقابل خاک و سازه در بسیاری موارد از جمله طراحی سازه‌های استراتژیک و مهم مانند نیروگاههای هسته‌ای، موجب شناخت بهتر برای طراحی مطمئن‌تر می‌گردد.[۶،۷ و ۸]

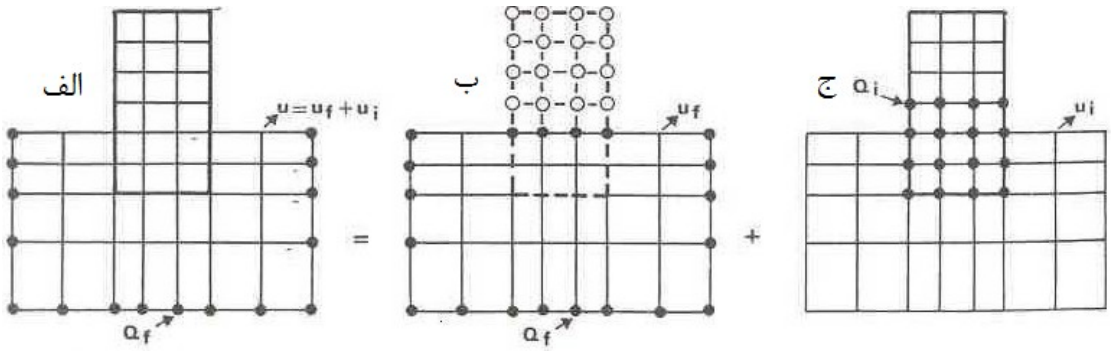
۲ ۲- فرموله کردن مسائل اندرکنش خاک - سازه

قبل از بررسی راه های متفاوت محاسبهٔ اندرکنش خاک- سازه بهتر است بدانیم که چگونه باید یک مسئلهٔ عمومی را فرموله کرد. حل مسئلهٔ اندرکنش به قدری پیچیده است که نمی توان یک فرم بسته برای آن ارائه داد؛ با این وجود روش های عددی مختلفی مانند روش المان های مرزی (Boundary Element) می تواند مفید باشد. مفهوم ارائه شده در زیر کلی است و محدود به روش خاصی از جمله المان های محدود (Finite Element) نمی شود. حقیقت امر این است که نتایج از قانون کار مجازی حاصل می شود. شکل (۲-۲) یک نمایش قیاسی از مسئلهٔ اندرکنش خاک - سازه می باشد. با مراجعه به این شکل می توان معادلهٔ تعادل دینامیکی را بدست آورد. با مشخص کردن ماتریس های [M] و [C] و [K] که به ترتیب معرف جرم، میرایی و سختی دینامیکی برای سیستم[(۲-۲) الف] می باشند معادلهٔ تعادل دینامیکی به صورت زیر نوشته می شود:

$$[M]\{\ddot{u}\}+[C]\{\dot{u}\}+[K]\{u\}=\{Q_f\} \qquad (۱-۲)$$

در مدل های المان محدود (Finite Element Method) معمولاً منبع تولید حرکت لرزه ای (کانون زلزله) در محاسبات شرکت نمی کند، بنابراین بردار نیروی $\{Q_f\}$ یک مقدار غیر صفر روی مرزهای مدل دارد. برای آنکه حرکات مرزها روی رفتار سازه تاثیر نگذارد این مرزها به اندازه کافی دور از سازه فرض می شوند. بدون در نظر گرفتن سازه، معادله تعادل حرکت همان رابطه (۲-۱) با اندیس

(f) می باشد که نشان دهندۀ کمیت های مربوط به خاک میدان آزاد است.



شکل (۲-۲) : تفکیک یک مسئله اندرکنش خاک - سازه

$$[M_f]\{\ddot{u}_f\}+[C_f]\{\dot{u}_f\}+[K_f]\{u_f\}=\{Q_f\} \qquad (۲-۲)$$

معادله (۲-۲) بر اساس یک سری فرضیات که بر مبنای حالت واقعی و راستای حرکت زلزله تعیین می شوند حل می گردد.

جابجایی اندرکنشی $\{u_i\}$ توسط رابطه زیر تعیین می شود:

$$\{u\}=\{u_i\}+\{u_f\} \qquad (۳-۲)$$

معادلۀ تعادل دینامیکی بر حسب $\{u_i\}$ برابر است با:

$$[M]\{\ddot{u}_i\}+[C]\{\dot{u}_i\}+[K]\{u_i\}=-\{Q_i\} \qquad (۴-۲)$$

یا

$$\{Q_i\}=[[M]-[M_f]]\{\ddot{u}_f\}+[[C]-[C_f]]\{\dot{u}_f\}+[[K]-[K_f]]\{u_f\} \qquad (۵-۲)$$

بردار بار $\{Q_i\}$ با توجه به جابجایی های میدان آزاد تعیین می شود. برای یک سیستم خطی معادلات (۲-۳) الی (۲-۵) نشان می دهند که مسئلۀ اندرکنش خاک – سازه (SSI) به آنالیز پاسخ میدان آزاد مدل (معادلۀ ۲-۲) خلاصه می شود و بردار بار $\{Q_i\}$ در گره های مشترک خاک و سازه مقادیر غیر صفر دارد. جابجایی کلی در مسئلۀ اندرکنش خاک- سازه در معادله (۲-۳) نشان داده شده

است. معادله (۲-۵) به وضوح آشکار می سازد که به محض تفاوت در سختی یا جرم خاک و سازه اندرکنش بوجود خواهد آمد. چنانچه از ترم ترم دمپینگ در معادله (۲-۵) صرف نظر شود، مسئله به یک سازۀ سطحی قرار گرفته روی یک پروفیل افقی خاک، تحت انتشار امواج حجمی عمودی ساده سازی می شود. تحت این شرایط در میدان آزاد همه نقاط سطح خاک به صورت هم فاز حرکت می کنند. در حالتی که پی صلب فرض شود (سختی ∞) داریم:

$$\{Q_i\} = [[M] - [M_f]]\{\ddot{u}_f\} \qquad (۲-۶)$$

نیروی $\{Q_i\}$ در پایۀ سازه باعث حرکت تکیه گاه معادل با نیروی اینرسی در سازه فوقانی می شود. در نتیجه اندرکنش فقط ناشی از اثرات نیروی اینرسی در سازه بوده که به این پدیده اندرکنش اینرسی گویند.

حال اجازه دهید سازه را با فرض جرم صفر در بالای زمین و توزیع یکسان جرم خاک برای قسمت مدفون شده در نظر بگیریم. در این حالت بردار نیرو طبق رابطۀ (۲-۷) بدست می آید:

$$\{Q_i\} = [[K] - [K_f]]\{u_f\} \qquad (۲-۷)$$

این نیرو از تفاوت سختی قسمت مدفون شده سازه و خاک (حتی با جرم های مشابه) حاصل می شود که به این پدیده اندرکنش سینماتیک می گویند. در واقع سختی فونداسیون مانع از این می شود که خاک در جابجایی ها با فونداسیون همراه شود لذا این پدیده بوجود می آید. این پدیده را می توان برای فونداسیون های سطحی صفر در نظر گرفت یا تحت یک شرایط معین مانند فونداسیون های شمعی خیلی انعطاف پذیر، ناچیز فرض کرد. این پدیده در مورد سازه های مدفون با سختی بالا خیلی موثر است. در اغلب موقعیت های معمول، اندرکنش خاک و سازه از هر دو پدیده اینرسی و سینماتیک نشأت می گیرد.

شکل (۲-۲- الف) متناظر با روش حل مستقیم بر طبق معادله (۲-۱) می باشد. این روش اصل جمع آثار قوا را در بر نمی گیرد و برای سیستم های غیر خطی انتخاب مناسبی است. شکل های (۲-

۲- ب) و (۲-۲- ج) که معرف روش زیر سازه سازی در حل مسائل عمومی اندرکنش خاک و سازه می باشند، فقط برای سیستم های خطی کاربرد دارند[۹].

۲ ۳ - روش های حل مسائل اندرکنش خاک - سازه

۲ ۳ ۱-- روش زیرسازه سازی

متداولترین روش حل مسئلهٔ اندرکنش دینامیکی خاک و سازه، روش زیر سازه می باشد. روش های مبتنی بر اصل جمع آثار قوا توسط kausel,1978 و Roesset,1973 ارائه شده است.

اندرکنش دینامیکی از دو مکانیزم اندرکنش بین سازه، پی و خاک به شرح زیر ناشی می شود:

۱- اندرکنش سینماتیکی ۲- اندرکنش اینرسی

در روش زیر سازه مسئلهٔ اندرکنش سازه و خاک به سه قسمت مختلف تقسیم می گردد که به کمک جمع آثار قوا جواب نهایی سیستم به دست می آید. به دلیل استفاده از روش جمع آثار قوا لازم است فرض شود که سازه و خاک به صورت خطی رفتار می کنند. (برای در نظر گرفتن اثرات رفتار غیر خطی می توان از روش خطی معادل استفاده کرد)[۱۰]. با توجه به شکل (۲-۳) سه گام مختلف در روش زیر سازه مشخص می گردد[۱۱]:

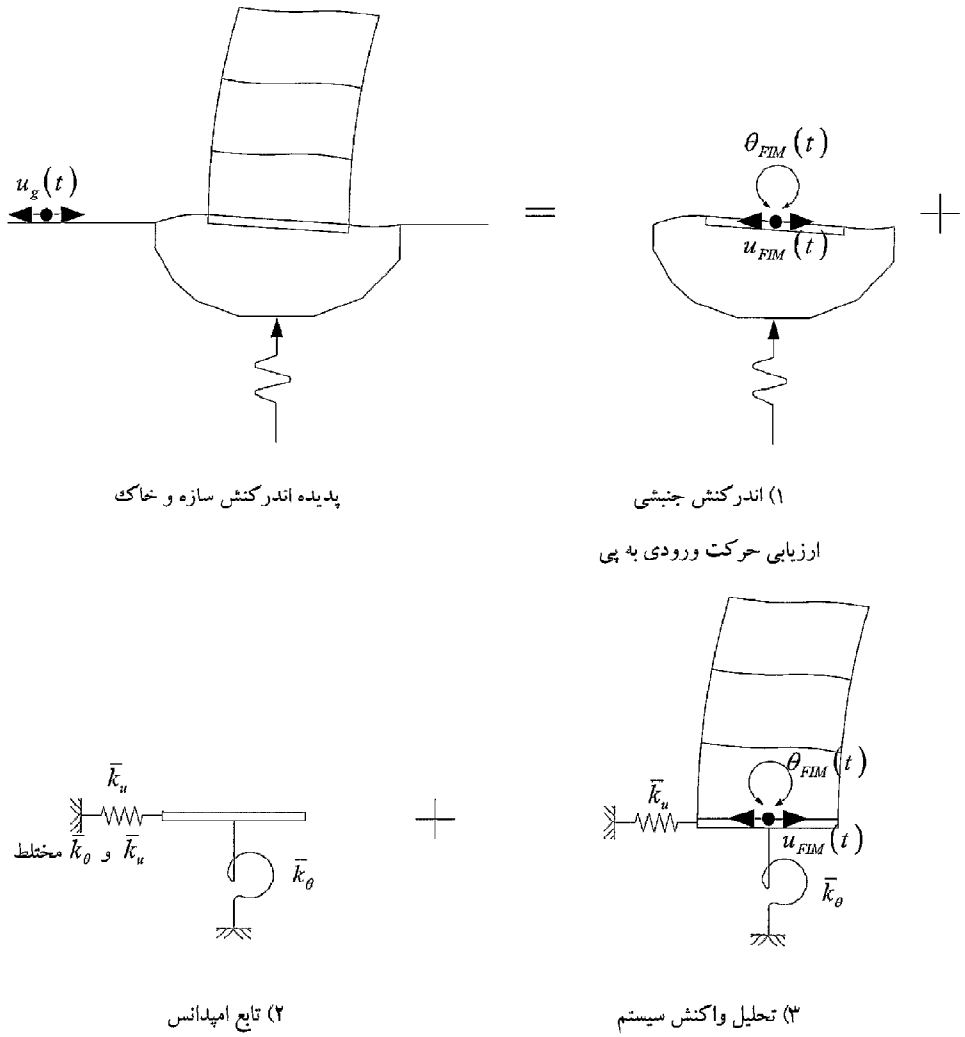
گام اول - ارزیابی حرکت ورودی به پی

در این وضعیت سازه و پی بدون جرم فرض شده و حرکت بر روی دال پی تعیین می گردد. در این حالت از اثرات اندرکنش اینرسی صرف نظر شده و فقط اثرات اندرکنش جنبشی بررسی می شود.

گام دوم - تعیین تابع امپدانس

تابع امپدانس (impedance) بیانگر مشخصات سختی دینامیکی و میرایی تکیه گاه (پی و خاک اطراف آن) می باشد. ازدیدگاه ریاضی تابع امپدانس ارتباط دهنده نیرو و تغییر مکان می باشد. به

عبارت دیگر تابع امپدانس برش و لنگر پایه را به ترتیب به تغییر شکل افقی و چرخشی (گهواره ای) پی وابسته می کند. تابع امپدانس به لایه بندی خاک، سختی و هندسه پی وابسته می باشد.



پدیده اندرکنش سازه و خاک

۱) اندرکنش جنبشی

ارزیابی حرکت ورودی به پی

۲) تابع امپدانس

۳) تحلیل واکنش سیستم

شکل (۲-۳) : روش زیر سازه در تحلیل اندرکنش خاک و سازه

توابع امپدانس و انتقال اغلب بر حسب توابع مختلط بیان می شوند. قسمت موهومی توابع امپدانس بیانگر میرایی هیسترزیس خاک به علاوه میرایی تشعشعی امواج لرزه ای منتشره از پی به داخل خاک نیمه بی نهایت است، این توابع به مشخصات سختی و میرایی خاک بستگی دارند. در صورتی که خاک صلب فرض شود، دامنه تابع انتقال حرکت افقی پی برابر واحد و فاز آن برابر صفر

خواهد بود (حرکات پی و سطح آزاد یکسان اند). در این حالت قسمت حقیقی تابع امپدانس بی نهایت و قسمت موهومی آن برابر صفر بوده و از اثرات اندرکنش اینرسی نیز صرف نظر می شود[۱۲].

گام سوم - تحلیل دینامیکی سیستم

در این حالت سازه بر تکیه گاه تعریف شده توسط تابع امپدانس قرار داده شده و تحلیل می گردد.

مهمترین مزیت این روش، عدم مدل کردن لایه های خاک می باشد که حجم عملیات را به مقدار زیادی کاهش می دهد، اما این روش دارای محدودیت هایی نیز می باشد که کارایی آنرا کاهش می دهد. از جملهٔ این محدودیت ها عبارتند از:

۱- فرض اصلی این روش برقراری اصل بر هم نهی است که متضمن رفتار خطی می باشد. در این روش مجموعه خاک و سازه به دو بخش خاک + سازه تقسیم می گردد، که هر کدام به صورت جداگانه حل شده و در مرحله نهایی تحلیل، برپایهٔ اصل بر هم نهی، نتایج تحلیل ها با هم ترکیب می شوند.

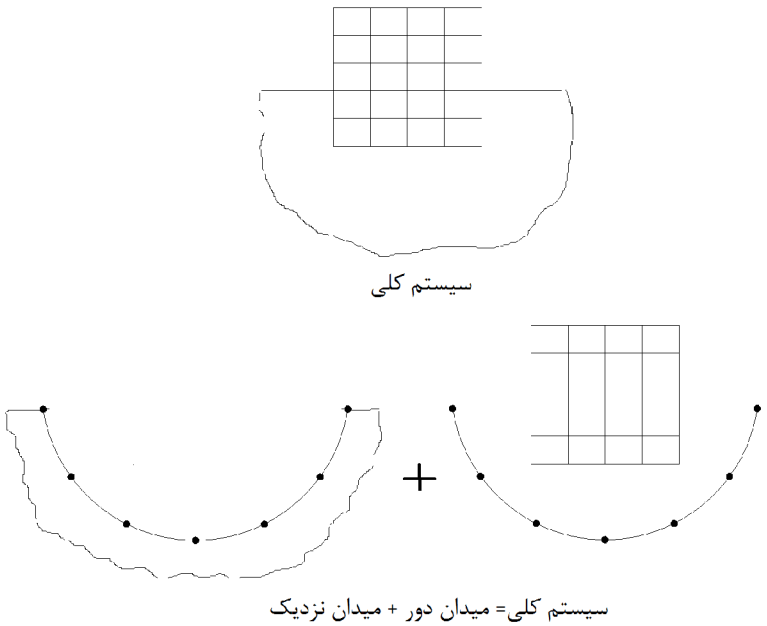
۲- در روش زیر سازه روابط موجود برای خاک یکنواخت و در مواردی برای خاک با دو لایه ارائه شده است.

۳- این روش در مواقعی که سیستم دارای هندسهٔ پیچیده می باشد کاربرد کمتری دارد.

امتیاز این روش این است که می توان در شرایطی معین از گامی صرف نظر کرد یا آن را ساده سازی نمود. گام اول همیشه وجود خواهد داشت جز در موارد فونداسیون سطحی روی یک پروفیل افقی خاک تحت امواج حجمی منتشره به سمت بالا. در این حالت حل گام ۱ که برابر است با حل پاسخ میدان آزاد از نوع اندرکنش سینماتیک برابر صفر می باشد. با توجه به شرایط هندسی موجود می توان گام دوم را ساده سازی کرد. گام سوم نیز همیشه باید وجود داشته باشد. از این رو این روش ساده تر می باشد[۹].

۲ ۳ ۲- روش حل مختلط

این روش زیر گروهی از روش زیر سازه می باشد که توسط Gupta و همکارانش (۱۹۸۲) ابداع شد و توسط محققین بزرگی چون valliappan و zhao توسعه یافت. در این روش محیط به دو زیر سازه موسوم به میدان نزدیک Near Field، که سازه و محدوده مشخصی از خاک اطراف آن را در بر می گیرد و میدان دور، Far Field، که باقی مانده محیط خاک نیمه بی نهایت را شامل می شود، تقسیم می گردد. شکل (۲-۴) نمونه ای از این روش را برای یک سازۀ نیمه مدفون نمایش می دهد.



شکل (۲-۴) : تفکیک خاک و سازه در روش حل مختلط

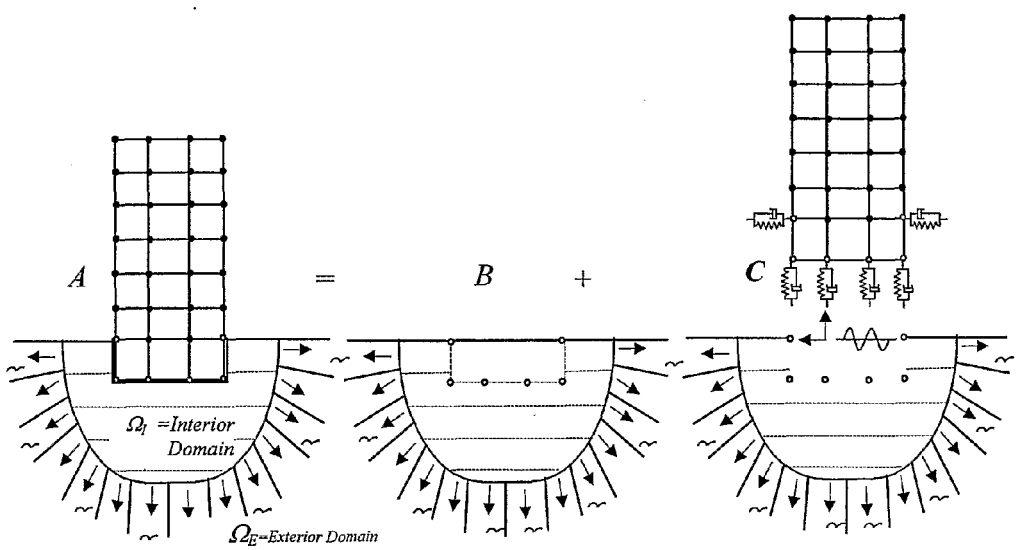
در این روش میدان های تنش و تغییر مکان ابتدا در موقعیت سطح تماس در میدان آزاد (میدان دور) محاسبه می شوند. سپس به صورت نیرو در تحلیل اجزا محدود میدان نزدیک اعمال می شوند. مانع مهم در کارآیی این روش یافتن راه حلی برای مسئلۀ پراکندگی در سطح تماس میدان نزدیک و دور می باشد که محققین از این مسئله صرف نظر کرده و فرض نموده اند که یک حرکت یکنواخت روی این مرز که برابر با عکس العمل میدان آزاد روی سطح می باشد، اعمال می شود (روش

حل مختلط گوپتا). این فرض تقریب زیادی داشته و به همین دلیل استفاده از آن نیاز به دقت فراوانی دارد. جهت رفع مانع فوق الذکر می توان از تکنیک نوین المان های محدود- نامحدود استفاده کرد[۱۳].

۲ ۳ ۳ روش کوپل المانهای محدود – نامحدود

تحلیل اجزاء محدود برای پهنه های پیوسته و گسترده تا بیکران نظیر خاک بستر سازه، مستلزم معرفی نمودن شبکه های بسیار بزرگ از اجزاء محدود می باشد تا بتوان مسائلی نظیر پخش امواج لرزه ای و استهلاک انرژی آنها را به خوبی مدل نمود. روش های متعددی در گذشته برای محدود نمودن شبکهٔ اجزاء محدود ابداع شده است که منجمله می توان به المان های مرزی گذرا و یا جاذب انرژی اشاره نمود. اما تکنیک قوی تری که معرفی شده است استفاده از المان های نامحدود است. این المان ها را می توان در صورت داشتن انطباق درجات آزادی به المان های معمولی کوپل نمود و با این کار نیازی به گسترش خیلی زیاد شبکهٔ اجزاء محدود نمی باشد. المان های نامحدود در ابتدا برای مسائل استاتیکی ارائه شدند اما پژوهشگران دیگر نظیر والیاپان، ژائو و چاو [۱۳،۱۴،۱۵،۱۶] راه حلی برای فرمول بندی المان های نامحدود دینامیکی ارائه کردند که به خوبی می تواند در کوچک نمودن شبکه اجزاء محدود دینامیکی مورد استفاده قرار گیرد.

برای تحلیل لرزه ای یک سازهٔ ژئوتکنیکی با روش FE-IFE بستر مرتبط با آن به دو قسمت تقسیم می شود که در آن فواصل بسیار دور از سازه را قلمرو دور (Far Field or Exterior Domain) و فواصل نزدیکتر به سازه را قلمرو نزدیک (Near Field or Interior Domain) می نامند شکل (۲-۵). ایدهٔ چنین تقسیم بندی ابتدا به تحقیقات Gupta و سپس به مطالعات Zhao,Vallippan بر می گردد[۱۴]. در مدل FE-IFE قلمرو دور با المان های نامحدود مدل گردیده در حالیکه قلمرو نزدیک توسط المانهای محدود معمولی مشخص می گردند.



شکل (۲-۵) : مدل نمودن بستر دینامیکی سازهٔ ژئوتکنیکی در روش کوپل المان های محدود - نامحدود

برای فرمول بندی المان های نامحدود بایستی انواع مختلف توابع درونیابی جهت ترسیم شکل المان و درونیابی کمیت های میدانی استفاده شود. بعبارتی دیگر تنها تفاوت بین المان های محدود مرسوم و المان های نامحدود در توابع شکل یا تابع انتقال بکار رفته است. برای استفاده از المان های نامحدود بعنوان بخشی از برنامهٔ المان محدود معمولی، مسئلهٔ اصلی برقراری یک سری توابع انتقال مختصات و توابع درونیابی متناسب می باشد که می توان به آسانی با تطبیق درونیابی المان محدود معمولی و انتگرال گیری عددی بدست آورد. توابع درونیابی برای یک المان نامحدود بایستی با تابع درونیابی المان محدود روی اضلاع مشترک المان ها کوپل شوند[۱۷].

۲-۳ ۳-۱ چند نکته

۱- در تحلیل پاسخ ساختگاه به روش اجزاء محدود- نامحدود؛ مدل شبکه اجزاء محدود بایستی دارای ابعاد حداقل $\frac{L}{H}$ معادل ۶ باشد تا نتایج قابل قبولی را از آن انتظار داشت؛ چرا که در چنین ابعادی مشخصات پریودهای اصلی لایه خاک بهتر در نتایج ظاهر می گردند. بایستی توجه داشت که در صورت عدم استفاده از تکنیک المان های نامحدود و بکارگیری مدل های

عددی معمول، جهت اجتناب از خطاها، نسبت فوق از نظر تئوری بایستی بسیار بزرگ $\infty \rightarrow$ $\frac{L}{H}$ در نظر گرفته شود.

۲- تحلیل اندرکنش خاک و سازه با تکنیک نوین المان های محدود - نامحدود حتی با توجه به بعضی از تقریب های ذاتی در فرمول بندی آن، روشی مطمئن می باشد و می توان از آن برای تحلیل اندرکنش سازه هایی با پی سطحی که اندرکنش جنبشی آنها قابل صرف نظر کردن می باشد، به کار برد.

۳- تحلیل اندرکنش با تکنیک المان های محدود - نامحدود را می توان با توجه به زمان و حجم حافظهٔ مورد نیاز برای آنالیز و تحلیل آن، به عنوان روشی سریع، مهندسی و کارآمد پذیرفت.

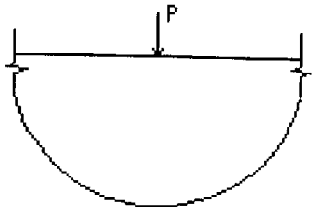
۲ ۳ ۴ روش مستقیم

این روش که به نام روش Global نیز مشهور است، از طریق اجزای محدود انجام می شود و در محدودهٔ وسیعی از اشکال و مسائل مختلف کاربرد دارد. دانشمندانی چون Roesset , Kausel (1974) lysmer (1975) , Seed (1975) این روش را پیشنهاد کردند. روش های تحلیلی مبتنی بر محاسبهٔ توابع امپدانس عموماً با یک مدل ساده در نظر گرفته می شود که برای پی های منفرد دایره ای صلب متکی بر نیم فضای ویسکوالاستیک قابل کاربرد است. دراین گونه روش ها اثر عوامل مختلف از قبیل خاک های لایه ای روی بستر سنگی، مدفون بودن پی ها، پی هایی با شکل غیر دایره ای، پی های انعطاف پذیر، پی های شمعی و غیره عموماً به صورت تقریبی درنظر گرفته می شوند. برای حل مسائل پیچیده مربوط به هندسه پی، رفتار غیر خطی مصالح، اثر سازه های مجاور هم و غیره می توان از روش های حل عددی مبتنی بر اجزای محدود استفاده کرد که به عنوان روش مستقیم برای تحلیل کامل اندرکنش خاک- سازه شناخته می شود. اشکال عمده ای که معمولاً به این روشها گرفته می شود پر هزینه بودن این گونه محاسبات عددی در مقایسه با روش های تحلیلی است[۱۸].

از آنجا که در این روش امکان معرفی لایه های خاک و مشخصات خاک غیر همگن وجود دارد، با مدل کردن سازه و قسمتی از خاک اطراف سازه مدفون شده، حرکت میدان آزاد در مرزها اعمال می شود و در نهایت سیستم به صورت یکپارچه به کمک روش های عددی نظیر اجزا محدود و یا روش اجزای مرزی تحلیل می شود.

۲-۳ ۴-۱- روش اجزاء محدود

در روش اجزا محدود برای مدل سازی خاک از المان های سه بعدی و برای مدل سازی سازه از المان های تیر استفاده می گردد. استفاده از روش اجزای محدود در این مسائل نیاز به رایانه هایی با حافظه زیاد داشته و مخارج را بیشتر می کند. همانگونه که اشاره شد برای حل مسئله با استفاده از روش اجزا محدود ناحیه مورد نظر باید به یک سری المان تقسیم گردد، ولی با توجه به اینکه خاک یک محیط نیمه بی نهایت است، از نظر عملی نمی توان تمام یک محیط نیمه بی نهایت را با المان محدود مدل کرد. به عبارت دیگر روش FE از مدل کردن این نوع محیط عاجز است ولی این استدلال به معنی انکار قابلیت روش FE برای شبیه سازی محیط های نیمه بی نهایت نمی باشد. اگر مطابق شکل (۲-۶) یک بار متمرکز روی یک محیط نیمه بی نهایت قرار گیرد، گر چه طبق توضیحات فوق حل عددی این مسئله توسط روش اجزا محدود غیر ممکن است ولی استفاده از یک سری فرضیات ساده کننده باعث می شود که قادر باشیم این مسئله را با FEM حل کنیم.



شکل (۲-۶) : اعمال بار متمرکز بر روی یک محیط نیمه بینهایت

در این مورد خاص می توان تغییر مکان را در فواصل به اندازه کافی دور از محل اثر بار، صفر در

نظر گرفت. به عبارت دیگر در فواصل دور از محل اثر بار هیچ اغتشاشی ناشی از اعمال بار متمرکز نداریم (اصل سن و نان). چنانچه می دانید در مورد روابط مربوط به حباب تنش و نشست پی ها نیز از همین اصل استفاده می گردد. با این ساده سازی مسئله قابل حل خواهد بود و کافی است یک محیط به اندازه کافی بزرگ را با روش FE حل کرده و یک مرز مجازی بدون تغییر مکان در سیستم معرفی نماییم. استفاده از این مدل برای حل عددی مسائل با روش المان های محدود جوابی با دقت بالا می دهد. این خطا بین حل عددی و تحلیلی ناچیز می باشد. چنانچه ملاحظه شد می توان بدون مدل کردن تمام محیط خاک با اندکی ساده سازی به نتیجه مورد نظر با دقت دلخواه دست یافت.

حال مسئلهٔ قبلی را برای حالت دینامیکی در نظر بگیریم. در مورد مسائل دینامیکی وضعیت کاملاً متفاوت است. اگر یک بار متمرکز دینامیکی بر محیط نیمه بی نهایت اعمال گردد، این بار باعث بوجود آمدن یک سری امواج طولی و سطحی در محیط نیمه بی نهایت می شود که این امواج در تمام جهات منتشر می گردند. انتشار این امواج به داخل محیط نیمه بی نهایت باعث می گردد که قسمتی از انرژی بار هارمونیک، به داخل محیط نیمه بی نهایت تابیده شود. از این دیدگاه، سازه یا بار مرتعش هنگام نوسان و ارتعاش، خود تبدیل به یک منبع انرژی جدیدی شده و این انرژی به درون توده زمین رفته و در نهایت زایل می گردد. حال باید هنگام مدل سازی محیط نیمه بی نهایت خاک، این موضوع مد نظر قرار گیرد. به عبارت دیگر شرط تابش انرژی به سمت محیط نیمه بی نهایت خاک و عدم تابش از داخل محیط نیمه بی نهایت به سمت بار، خود قید دیگری بر مسئله اعمال خواهد کرد. اگر برای حل مسئله با روش اجزا محدود همان مدل قبلی بکار رود دیگر جواب های حل تحلیلی با حل عددی مطابقت نخواهد داشت. چرا که وجود بار دینامیکی باعث بوجود آمدن امواج در داخل محیط خاک می گردد. این امواج بعد از برخورد به مرز مجدداً به داخل محیط تابیده می شوند و با امواج تولید شده توسط بار دینامیکی تداخل نموده و باعث ایجاد خطا در پاسخ نهایی می گردند، به بیان دیگر شرط تشعشع ارضا نخواهد شد. بر مبنای چنین عملکردی، بسیاری از محققین سعی نمودند که با استفاده از روشهای مختلف این مسئله را حل کنند و برخی چون Elyswer در نظر گرفتن میراگر را

در مرزها توصیه کرده اند که در قسمت های بعد توضیح داده خواهد شد.

۲-۳-۴-۱-۱- ابعاد المان ها

چگونگی تقسیم بندی و ابعاد المان ها، تاثیر بسزایی بر پاسخ سیستم دارد. استفاده از شبکه های بزرگ المان محدود، باعث فیلتر شدن مولفه های با فرکانس بالا می شود، چرا که طول موج کوتاه آنها قابل مدل سازی به وسیله نقاط گرهی با فواصل زیاد نمی باشد. بزرگترین بعد هر المان باید به یک هشتم تا یک پنجم کوتاه ترین طول موج در نظر گرفته شده در آنالیز محدود شود[۱۹].

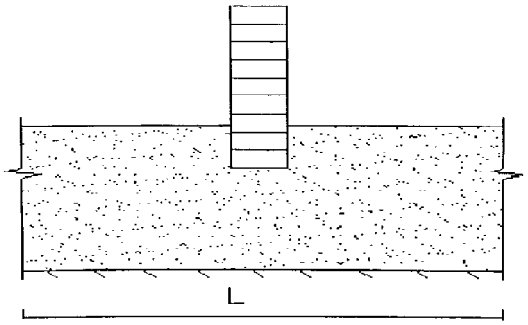
۲-۳-۴-۱-۲- شرایط مرزی

در آنالیز المان محدود، کاهش تعداد المان ها سبب افزایش سرعت محاسبات می گردد. در بیشتر مسائل اندرکنش خاک - سازه، مرزهای صلب یا تقریباً صلب مانند بستر سنگی، در فاصلهٔ قابل ملاحظه ای از ناحیهٔ مورد نظر قرار دارند؛ در نتیجه امواج منتشر شده از فصل مشترک خاک و سازه به اندازه کافی میرا می شوند. در روش المان محدود، نحوهٔ مدل سازی مرزها از اهمیت خاصی برخوردار است. انواع مرزها در تحلیل المان محدود را می توان به سه گروه مرزهای ابتدایی، مرزهای محلی و مرزهای سازگار تقسیم بندی کرد که در زیر به آنها اشاره کوتاه می شود[۱۹].

۲-۳-۴-۱-۲-۱- مرزهای ابتدایی

مرزهای ابتدایی دارای شرایط مرزی جابجایی صفر می باشند(شکل۲-۸-الف). خاصیت انعکاس کامل امواج توسط مرزهای ابتدایی سبب حبس شدن انرژی در داخل سیستم می شود. به این پدیده اثر جعبه ای می گویند. اثر جعبه ای موجب ایجاد خطاهای قابل توجه در پاسخ سیستم می گردد. فاصله مرزهای ابتدایی باید به حد کافی دورتر از فصل مشترک خاک و سازه قرار گیرد تا امواج منتشره میرا شده و به آن نرسند (میرایی تشعشعی)[۱۹]. معمولاً طول L را آنقدر در نظر می گیرند

تا اثر امواج برگشتی را از بین ببرد. این طول تقریباً ۳ الی۷ برابر عرض سازه توصیه می شود (شکل۲-۷).



شکل (۲-۷) : طول محیط خاکی

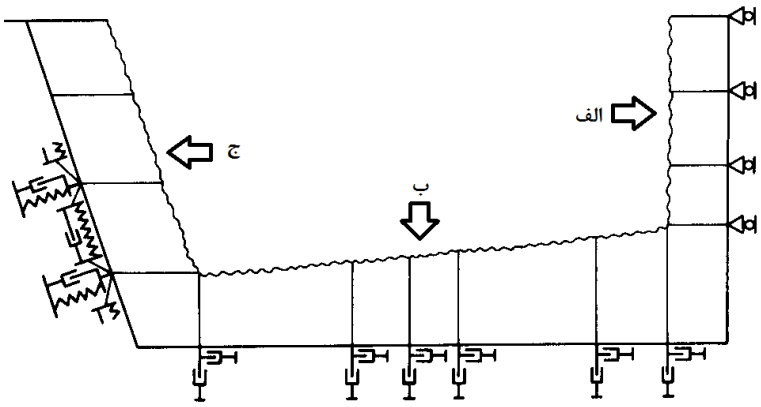
۲-۳-۴-۱-۲-۲ - مرزهای محلی(ویسکوز)

همانطور که گفته شد برای تأمین میرایی تشعشعی باید مرزهای مدل به حد کافی از سازه دور باشند. در چنین مواردی برای جلوگیری از گسترش بیش از حد ابعاد خاک می توان از مرزهای ویسکوز مطابق شکل (۲-۸- ب) استفاده کرد. استفاده از میراگر ویسکوز نشان دهندهٔ یک مرز محلی معمولی است. ولف (Wolf) در سال ۱۹۸۵ ثابت کرد که مقدار ضریب میراگر لازم برای جذب کامل انرژی، وابسته به زاویهٔ موج برخورد کننده می باشد. چون امواج با زوایای مختلفی به مرز برخورد می نمایند، یک مرز محلی با ضریب میراگر ثابت، همواره قسمتی از انرژی موج برخورد کننده را منعکس خواهد کرد؛ البته با افزایش فاصله بین مرز و محدودهٔ سازه مورد نظر می توان اثرات انعکاس از مرزهای محلی را کاهش داد[۱۹].

۲-۳-۴-۱-۲-۳ - مرزهای سازگار یا انتقالی

برای محدود کردن ابعاد شبکهٔ گستردهٔ اجزای محدود، مرزهای انتقالی مطابق شکل (۲-۸- ج) قابل استفاده است. این گونه مرزها مرزهایی هستند که می توانند تمامی امواج حجمی و سطحی را در کلیهٔ زوایای برخورد و همه فرکانس ها، جذب نمایند. به این ترتیب می توان با کاهش قابل توجه

شبکه اجزای محدود، تحلیل مدل های پیچیده را امکانپذیر ساخت. این مدل علاوه بر اینکه به عنوان مرزهای سازگار استفاده می شود، می تواند برای مدل سازی اندرکنش شمع های مجاور هم نیز بکار گرفته شود[۱۹].



شکل (۲-۸) : شرایط مرزی خاک

با استفاده از مرزهای جاذب انرژی یا مرزهای انتقالی، مکانیزم استهلاک انرژی توسط میرایی شعاعی، بواسطهٔ این مرزها شبیه سازی می گردد. لذا می توان به کمک تعدادی میراگر مقدار انرژی منعکس شده از مرزها را به حداقل رساند.

۲-۳-۴ روش المان های مرزی

روش المان های مرزی (Boundary Element Method) روش عددی نسبتاً جدیدی است. این در حالی است که استفاده از معادلات انتگرال (Boundary Integral Equations) به مدت ها پیش تر بر می گردد. در واقع روش المان های مرزی پس از جا افتادن روش المان های محدود مورد استفاده قرار گرفت. اساس این روش، معادلات انتگرال مرزی و استفاده از روش باقی مانده های وزن دار (Weighted Residuals) است که در آن حل اساسی (Fundamental Solution) به عنوان تابع وزن مورد استفاده قرار می گیرد. با مجزا سازی مرز به المان های کوچک، مانند روش المان های محدود،

انتگرال های مرزی به تعدادی معادلات جبری تبدیل می شوند و با حل آنها می توان به تابع جواب و مشتق آن در روی مرز دست یافت. توسعه روش المان های مرزی در مقایسه با روش المان های محدود، بنا به دلایل زیر کند بوده است:

۱- فرمول بندی در روش المان های مرزی کلی نیست و وابسته به نوع مسئله می باشد. به عبارت دیگر حل اساسی برای هر مسئله تغییر می کند.

۲- محاسبه حل اساسی و یا تابع گرین (Green Function) برای مسئله کارساده ای نیست و مهندسین معمولی قادر به انجام این کار نیستند. از طرفی توابع گرین بسیاری از مسایل هنوز پیدا نشده اند.

۳- توسعه نرم افزار ها و کد ها با استفاده از این روش دشوار است. ریاضیات موجود در این روش بسیار پیچیده تر از ریاضیات موجود در روش المان های محدود می باشد که این مسئله کار را برای مهندسین معمولی سخت می سازد.

۴- در کتاب هایی که به شرح روش المان های مرزی پرداخته شده، از نمایش تانسوری استفاده شده که فهم آن برای مهندسین معمولی دشوار است.

معادلهٔ نهایی که در روش المان های محدود حل می شود، بسیار حجیم است و برای حل سیستم های بزرگ و پیچیده به زمان زیادی برای حل معادلات نیازمندیم. لذا کامپیوتر های شخصی معمولی در مواردی قادر به انجام این وظیفه نیستند. از طرف دیگر معادلات المان مرزی بسیار کوچکترند و به راحتی با استفاده از کامپیوتر های شخصی می توان آنها را حل کرد. این مسئله باعث شد مهندسین برای استفاده از این روش انگیزه پیدا کنند. از طرف دیگر، با توجه به اینکه در این روش تنها مرز مسئله المان بندی می شود، داده های ورودی(Input Data Preparation) بسیار کمترند. در مسایلی که با محیط های نامحدود مواجهیم (Infinite Domain) استفاده از روش المان های محدود بسیار پر هزینه است. این در حالی است که روش المان های مرزی در این گونه مسایل

بسیار خوب عمل می کند و استفاده از آن ساده تر است چون شرط تشعشع در حل اساسی ارضا می شود. تمام این موارد باعث شده است که در سالیان اخیر استفاده از این روش به نحو چشم گیری توسعه پیدا کند.

مراحل حل یک مسئله به روش المان های مرزی به ترتیب زیر است:

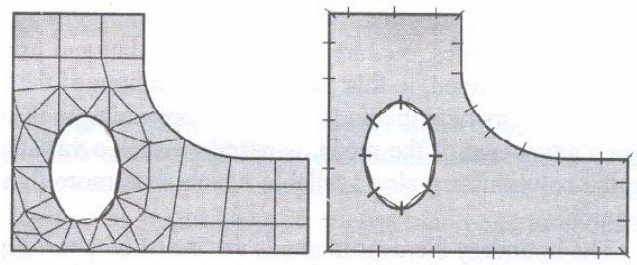
۱- مرز به تعدادی المان تقسیم می شود و تابع مجهول و مشتقات آن به وسیله توابع درون یاب (Interpolation Function) در هر المان، فرض می شوند.

۲- حل اساسی برای معادلهٔ دیفرانسیل حاکم بر مسئله، به عنوان تابع وزنی استفاده می شود. این حل اساسی، معادلهٔ دیفرانسیل حاکم بر مسئله را کاملاً ارضا می کند.

۳- با انتگرال گیری از المان های مرزی، سهم هر المان (Element Contribution) مشخص می شود و از ترکیب این المان ها ماتریس کلی ضرایب به دست می آید.

۴- شرایط مرزی اعمال می شوند و سپس دستگاه معادلات جبری حل می شوند. به این ترتیب مقدار تابع و مشتقات آن در روی مرز معلوم می شود.

۵- مقدار تابع در هر نقطه درون حوزه مسئله حساب می شود.



شکل (۲-۹) : نحوه المان بندی مسئله

الف) روش المان های مرزی ب) روش المان های محدود

۲-۳ ۴-۲-۱- مزایا و معایب روش المان های مرزی

از مزایای این روش می توان به موارد زیر اشاره کرد:

۱- با توجه به این که تنها مرز، المان بندی می شود، آماده سازی داده ها سریع است.

۲- ماتریسی که در این حالت حل می شود، از ماتریس روش المان های محدود بسیار کوچکتر است و این باعث صرفه جویی زیادی در وقت می شود.

۳- این روش برای حل مسایل با محیط های نامحدود بسیار مؤثر است.

۴- پس از حل مسئله، هر مقدار خواسته شده درون حوزه به راحتی به دست می آید.

۵- دقت حل بسیار بالاست چون معادله دیفرانسیل حاکم بر مسئله قبلاً به وسیله حل اساسی به طور دقیق ارضا شده است و تقریب تنها در گسسته سازی مرز صورت می گیرد.

مهمترین معایب این روش عبارتند از:

۱- اصول کلی روش نیاز به دانش ریاضی بالایی دارد.

۲- ماتریس کلی سیستم کاملاً پراکنده است؛ بنابراین نمی توانیم از الگوریتم های سریع برای حل آن استفاده کنیم.

۳- در مسایل غیر خطی مجبوریم از کل مسئله انتگرال گیری کنیم.

۴- دقت این روش در مسایل پوسته های خمیده مطلوب نیست.

۵- برای هر مسئله ای نمی توان از این روش استفاده کرد[۲۰].

۲-۳ ۴-۳ ترکیب روش های المان های محدود و المان های مرزی

در روش FE میدان به المان های محدودی تقسیم‌بندی شده و رفتار هر المان برحسب معادلهٔ دیفرانسیل حاکم بیان می‌شود. با جمع‌بندی این المان ها و اعمال شرایط تعادل و سازگاری بین آنها به یک دستگاه معادلات جبری خواهیم رسید. این متد یکی از قویترین و کاربردی‌ترین روش ها برای

حل عددی انواع مسائل خطی یا غیرخطی با هندسه پیچیده و یا مسائل دیگر می‌باشد. در مورد روش BE، معادلات دیفرانسیل حاکم به فرم های انتگرالی روی مرزها تبدیل شده و با تقسیم مرز به المان های مرزی این انتگرال ها بصورت عددی حل می‌شوند. این روش برای میدان هایی که در آن، مرزها هندسه پیچیده داشته و یا متغیرها سریعاً در روی مرز تغییر می‌کنند و همچنین برای مسائلی با دامنه‌های بیکران بخوبی قابل کاربرد است. با توجه به خصوصیات هر یک از این روش های عددی که هر کدام نتایج دقیقی در نوع خاصی از مسائل را بدست می‌دهند، می‌توانیم آنها را با همدیگر ترکیب کنیم. بعنوان مثال وقتی یک سازه با خاک را مدل می‌کنیم میدان مربوط به خاک یک میدان نیمه بیکران خواهد بود و بهتر است از روش المان مرزی که نتایج دقیقتری داشته و در عین حال دارای متغیرهای کمتری است، استفاده شود و در عوض سازه را می‌توان با روش المان محدود مدل نمود. حال این دو میدان با فرمول بندی‌های متفاوت را می‌توان با یکدیگر کوپل کرده و مسئله را حل کرد. در بسیاری از مسائل اندرکنش خاک - سازه و یا اندرکنش آب - سازه و یا دو میدان با رفتارهای خطی و غیرخطی، می‌توانیم از روش کوپل برای بهبود بخشیدن به نتایج و در عین حال کاهش تعداد معادلات استفاده کنیم.

فصل سوم

تراز پایه و روش محاسبهٔ آن

۳ -۱ - مقدمه

در این فصل تراز پایه از دیدگاه آیین نامه های مختلف مورد بررسی قرار می گیرد و در ادامه کاربرد و اهمیت پارامتر تراز پایه در تخمین نیروی زلزله، در آیین نامه های لرزه ای بیان می شود. در انتها روشی برای محاسبهٔ تراز پایه در ساختمان های دارای پی های غیرهم سطح ارائه می گردد.

۳ -۲ - تراز پایه در آیین نامه های مختلف

الف) آئین نامه ASCE[1]

- ترازپایه: ترازی که فرض می شود حرکت افقی زمین لرزه از آن تراز به سازه انتقال می یابد.
- برش پایه: نیروی جانبی کل جهت طراحی یا برشی که در محل تراز پایه اعمال می شود. این آیین نامه تنها آیین نامه ای است که اثرات اندرکنش را در محاسبه برش پایه در نظر گرفته است.

ب) آیین نامه آمریکائی U.B.C.[2]

- ترازپایه: ترازی که فرض می شود حرکت زمین لرزه از آن تراز به سازه وارد می شود یا ترازی که سازه به عنوان یک لرزانش دینامیکی به آن تکیه داده است.
- برش پایه: نیروی جانبی کلی طراحی یا برش در تراز پایه سازه می باشد.

ج) آیین نامه آمریکائی NEHRP[3]

این آیین نامه نیز مشابه ASCE عمل کرده است و در نهایت برای سازه هایی که اثر اندرکنش در آنها قابل صرفنظر کردن نباشد، برش پایه را اصلاح کرده است.

1- (American Society Of Civil Engineering) ANSI/ASCE 7-95/1996

2- Uniform Building Code

3- National Earthquake Hazard Reduction Program

د) آیین نامه ۲۸۰۰ ایران

- تراز پایه: ترازی است که در آن تراز، ارتباط زمین با ساختمان قطع می شود.

- برش پایه: مجموع نیروهای جانبی زلزله در امتداد مورد نظر.

البته تعدادی از آیین نامه های دیگر نیز تعاریفی مشابه ارائه کرده اند که نیازی به ذکر آنها نیست[۲].

۳ -۳ - کاربردهای ترازپایه

۳ -۳ -۱ - آئین نامه ASCE

تراز پایه در این آیین نامه در محاسبهٔ زمان تناوب و نحوهٔ توزیع نیروی زلزله در ارتفاع، اثرات بسزایی دارد. اکنون به طور خلاصه، نحوهٔ محاسبه برش پایه طبق این آئین نامه مورد بررسی قرار می گیرد:

در ابتدا با توجه به سرعت موج برشی، خاک منطقه طبقه بندی می شود و در ادامه ضرایب منطقه ای F_v و F_a بر حسب شرایط خاک و شدت لرزش محاسبه می گردند.

محاسبهٔ ضرایب لرزه ای C_a و C_v:

$$C_a = F_a.A_a \qquad (۱-۳)$$

$$C_v = F_v.A_v \qquad (۲-۳)$$

که در آن A_a و A_v شتاب و سرعت حداکثر مؤثر می باشند که از روی نقشه های پهنه بندی شدهٔ موجود در آیین نامه بدست می آیند. طبق این آیین نامه برش پایه از رابطهٔ زیر محاسبه می شود:

$$V = C_s.W \qquad (۳-۳)$$

در آن C_s برابر است با:

$$C_s = \frac{1.2C_v}{R.T^{2/3}} \qquad (۴-۳)$$

که در آن R ضریب اصلاح پاسخ خطی و T زمان تناوب سازه می باشد.

$$C_s \le \frac{2.5C_a}{R} \qquad (۵-۳)$$

$$T = C_T.h_n^{3/4}$$ رابطهٔ تجربی

C_T بر حسب نوع عناصر مقاوم در برابر نیروی زلزله، مقداری بین ۰/۴۹ تا ۰/۷۳ به خود می گیرد و h_n ارتفاع سازه از محل تراز پایه تا بالاترین تراز سازه بر حسب متر می باشد. برای سازه های قاب خشمی، بدون عناصر مقاوم که تعداد طبقات در آنها از ۱۲طبقه تجاوز نکند و ارتفاع هر طبقه از ۳متر یا ۱۰ فوت نیز کمتر باشد زمان تناوب از رابطهٔ $T = 0.1N$ حاصل می شود.

پس از محاسبهٔ برش پایه، این نیرو توسط رابطهٔ غیرخطی زیر در ارتفاع توزیع می شود:

$$F_i = \frac{w_i h_i^k}{\sum_{j=1}^{n} w_j h_j^k} W \qquad (۶-۳)$$

که در آن W_j وزن طبقه jام و h_j ارتفاع طبقه jام از تراز پایه می باشد.

ضریب k در توزیع مناسب نیروی زلزله در ارتفاع ساختمان مؤثر بوده و برای سازه های سخت و نرم به ترتیب معادل ۱ و ۲ در نظر گرفته می شود. لازم به ذکر است در آئین نامهٔ ASCE برای حالاتی که اندرکنش خاک و سازه قابل صرفنظر کردن نباشد، برش پایه اصلاح می شود و بازهم از محل تراز پایه توزیع می گردد.

همان طور که ملاحظه شد طبق روابط آیین نامهٔ ASCE بدون داشتن مقدار دقیقی از تراز پایه نمی توان نیروی زلزله را به درستی تخمین زد.

۳-۳-۲ آیین نامه U.B.C

روند محاسبهٔ برش پایه و توزیع آن در ارتفاع در این آیین نامه به ترتیب زیر می باشد:

$$V = C_s.W \qquad (۷-۳)$$

$$C_s = \frac{ZIC}{R_w} \qquad (۸-۳)$$

که در آن R_w, I, Z به ترتیب به ترتیب معرف شتاب مبنای طرح، ضریب اهمیت و ضریب رفتار ساختمان می باشد. C ضریبی است که توسط رابطهٔ زیر محاسبه می شود:

$$0.075R_w \le C = \frac{1.25S}{T^{2/3}} \le 2.75 \qquad (۹-۳)$$

پس از محاسبهٔ برش پایه، با استفاده از رابطهٔ خطی زیر برش در طبقات توزیع می شود:

$$F_i = (V - F_t)\frac{w_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} w_j h_j} \qquad (۱۰-۳)$$

که در آن W_j وزن طبقه jام و h_j ارتفاع طبقه jام از تراز پایه می باشد.

همان طور که مشاهده می شود باز هم مشابه حالت قبل ارتفاع طبقه از تراز پایه در محاسبهٔ نیروی وارد به طبقات چه به صورت مستقیم و چه به صورت غیرمستقیم مؤثر است.

۳-۳-۳- آیین نامه ۲۸۰۰ ایران

اکنون تعیین نیروی معادل زلزله توسط روابط ارائه شده در آیین نامهٔ ۲۸۰۰ مورد بررسی قرار می گیرد. در ابتدا دورهٔ تناوب سازه با استفاده از روابط تجربی یا روابط دقیق ارائه شده محاسبه می شود:

الف) برای ساختمان هایی با سیستم قاب خمشی

۱- چنانچه جداگرهای میانقابی مانعی برای حرکت قابها ایجاد ننمایند:

قابهای فولادی $T = 0.08H^{3/4}$

قابهای بتن مسلح $T = 0.07H^{3/4}$

۲- چنانچه جداگرهای میانقابی مانعی برای حرکت قابها ایجاد نمایند:

مقدار T برابر ۸۰ درصد مقادیر عنوان شده در بالا درنظر گرفته می شود.

ب) برای ساختمان هایی با سایر سیستم ها، در تمام موارد وجود یا عدم وجود جداگرهای میانقابی

$$T = 0.05H^{3/4}$$

که در روابط فوق H، ارتفاع ساختمان بر حسب متر از تراز پایه است و در محاسبهٔ آن، ارتفاع خرپشته، در صورتی که وزن آن بیشتر از ۲۵ درصد وزن بام باشد، نیز باید منظور گردد.

در ادامه خاک منطقه طبقه بندی می شود و بر اساس تیپ خاک و دورهٔ تناوب و ضریب بازتاب ساختمان (B) محاسبه می شوند. ضریب A با توجه به خطر لرزه خیزی منطقه، ضریب I بر اساس اهمیت ساختمان مورد نظر و در انتها ضریب R با توجه به شکل پذیری سازه تعیین می گردند. سپس ضریب زلزله با استفاده از رابطهٔ زیر محاسبه می گردد:

$$C = \frac{ABI}{R} \qquad (۱۱-۳)$$

و در انتها با استفاده از رابطهٔ زیر برش پایه محاسبه می شود:

$$V = C \,.\, W \qquad (۱۲-۳)$$

که در آن V نیروی زلزله، W وزن ساختمان و C ضر یب زلزله می باشند. پس از محاسبه برش پایه (V) این نیرو توسط رابطه خطی زیر در ارتفاع ساختمان توزیع می گردد:

$$F_i = (V - F_t)\frac{W_i H_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j H_j} \qquad (۱۳-۳)$$

که در آن F_i نیروی جانبی در تراز طبقه i، H_i ارتفاع سقف طبقه i از تراز پایه، n تعداد طبقات ساختمانی از تراز پایه به بالا، F_t اثر شلاقی در تراز سقف طبقهٔn و W_i وزن طبقه i که شامل وزن سقف و قسمتی از بار زنده و نصف وزن دیوارها و ستون هایی که در بالا و پایین سقف قرار گرفته اند می باشد.

همانطور که ملاحظه می شود طبق روابط ارائه شده در آیین نامهٔ ۲۸۰۰ نیز داشتن ارتفاع تراز پایه نه تنها در تعیین دورهٔ تناوب سازه بلکه در توزیع برش پایه در طبقات نیز مشارکت می نماید. با توجه به اهمیت تراز پایه در محاسبهٔ نیروی زلزلهٔ وارد بر ساختمان، متأسفانه در آیین نامه های لرزه

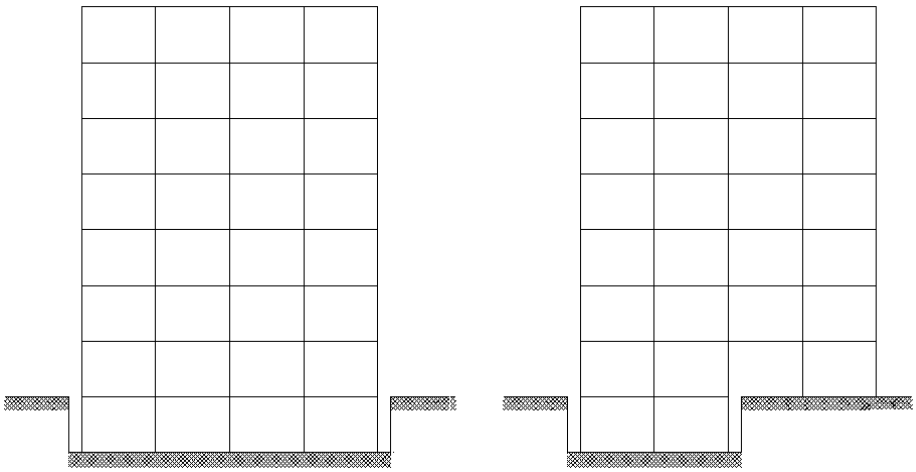
ای پیشنهادی برای تعیین این تراز در ساختمان های نیمه مدفون یا ساختمان هایی که در دو تراز متفاوت ساخته می شوند آورده نشده است. با وجود این مطلب می توان گفت جای چندین کار تحقیقاتی برای تعیین این تراز در چنین سازه هایی خالی است. بر این اساس تصمیم گرفته شد در این تحقیق به بررسی تراز پایه در ساختمانهای دارای پی های غیرهمسطح با درنظر گرفتن اثرات اندرکنش خاک – پی- سازه پرداخته شود.

۳ -۴ - روش محاسبهٔ تراز پایه در ساختمان های دارای پی های غیرهم سطح[۲]

تعریف محل تراز پایه ما را به سمت این مسیر سوق می دهد که احتمالاً بتوان با مقایسه نتایج آنالیز دینامیکی و استاتیکی این محل را پیدا کرد. مثلاً با این تعریف که نیروی حاصل از دو تحلیل استاتیکی معادل و آنالیز دینامیکی در اجزای ساختمان از قبیل تیرها و ستون ها، با فرض تراز پایه های متفاوت در تحلیل استاتیکی معادل، در هر ترازی برابر شدند آن تراز به عنوان تراز پایه در نظر گرفته شود. مشکل اصلی این روش مقایسهٔ نتایج آنالیز استاتیکی معادل که روشی مبتنی بر تجربه می باشد با یک روش تحلیلی است؛ از طرف دیگر نتایج آنالیز دینامیکی خطی براساس نوع عناصر لرزه ای می تواند تا ۱۰ برابر تحلیل استاتیکی معادل باشد؛ علاوه بر این نیروی دینامیکی به صورت تاریخچه زمانی برای یک رکورد خاص حاصل می شود که با رکورد دیگر مسلماً تفاوت دارد و مقایسهٔ آن دو با معیارهای موجود عملاً غیر ممکن می نماید، الا اینکه در یک حالت بی بعد تحت مقایسه قرار گیرند. به عبارت دیگر در صورتی که بخواهیم تراز پایه را از مقایسهٔ نتایج آنالیز استاتیکی و دینامیکی بدست آوریم، می بایست ابتدا پاسخ سازهٔ دارای اختلاف تراز در پایه (سازهٔ دارای پی غیر هم سطح) را تحت آنالیز دینامیکی بدست آورده و سپس آن را بی بعد کنیم. در ادامه با فرض یک ارتفاع به عنوان تراز پایه، سازهٔ مذکور را با استفاده از تحلیل استاتیکی معادل آنالیز کرده و همانند آنالیز دینامیکی نتایج حاصل از این آنالیز را نیز بی بعد نماییم. حال با توجه به بی بعد شدن پاسخ های حاصل از دو آنالیز

می توانیم آنها را با هم مقایسه کنیم. در صورتی که اختلاف بین پاسخ های محاسبه شدهٔ حاصل از دو آنالیز دینامیکی و استاتیکی از مقدار قابل قبولی کمتر بود می توان تراز مورد نظر را به عنوان تراز پایه معرفی نمود، در غیر این صورت باید با فرض ارتفاع دیگری به عنوان تراز پایه این عمل را مجدداً تکرار نماییم.

کلیات روش کاملاً واضح می باشد، تنها سؤالی که مطرح است این است که چگونه می توانیم نتایج آنالیز را بی بعد کنیم؟ برای بی بعد کردن نتایج از پاسخ یک سازه با تعداد طبقات یکسان و بدون اختلاف تراز در پایه استفاده می نماییم. شکل (۳-۱) را ملاحظه نمایید. فرض کنید می خواهیم تراز پایه را برای سازهٔ سمت راست محاسبه نماییم. در ابتدا پاسخ هر دو سازه را تحت آنالیز دینامیکی محاسبه می کنیم. پاسخ بی بعد ناشی از آنالیز دینامیکی (D.R = Dynamically Ratio) با نسبت زیر تعریف می شود:



شکل (۳-۱)

$$D.R = \frac{\text{پاسخ حاصل از آنالیز دینامیکی برای سازهٔ دارای اختلاف تراز در پایه (سازهٔ دارای پی غیرهمسطح)}}{\text{پاسخ حاصل از آنالیز دینامیکی برای سازهٔ بدون اختلاف تراز در پایه و تعداد طبقات یکسان}}$$

پس از محاسبهٔ نسبت D.R می بایست پاسخ بی بعد ناشی از آنالیز استاتیکی معادل را نیز بر اساس روابط ارائه شده در آیین نامهٔ ۲۸۰۰ (C.R = Code Ratio) محاسبه نماییم. این نسبت به شکل زیر تعریف می شود:

$$C.R = \frac{\text{پاسخ حاصل از آنالیز استاتیکی برای سازهٔ دارای اختلاف تراز در پایه (سازهٔ دارای پی غیرهمسطح) با فرض تراز پایهٔ H}}{\text{پاسخ حاصل از آنالیز استاتیکی برای سازهٔ بدون اختلاف تراز در پایه و تعداد طبقات یکسان}}$$

با توجه به آنکه در سازهٔ نشان داده شده در سمت چپ شکل (۳-۱)، تراز پایه بر روی فونداسیون قرار دارد، به راحتی می توان ضریب زلزله را محاسبه و پاسخ استاتیکی سازه را بدست آورد. در ادامه با فرض ارتفاع H به عنوان تراز پایه برای سازهٔ دارای پی غیرهمسطح، ضریب زلزله و پاسخ استاتیکی زلزله را محاسبه می نماییم. در صورتی که اختلاف نسبت های D.R و C.R در حد قابل قبولی باشد ارتفاع فرضی می تواند به عنوان تراز پایه محسوب شود؛ در غیر این صورت باید مجدداً این عمل را با فرض ارتفاع دیگری به عنوان تراز پایه تکرار نماییم تا به نتیجهٔ دلخواه دست یابیم.

۳-۵- معیار مقایسه

در قسمت قبل بیان شد که برای محاسبهٔ تراز پایه می بایست نسبت های D.R و C.R را با توجه به پاسخ بدست آمده برای سازه محاسبه، و با یکدیگر مقایسه نماییم. در این قسمت مناسب ترین پاسخ برای تعیین تراز پایه مشخص می شود. با توجه به آنکه اولین خروجی روش استاتیکی معادل برش طبقات است، لذا به نظر می رسد مناسب ترین پاسخ برای مقایسه، برش طبقات باشد. از آنجا که خروجی آنالیز دینامیکی برای برش طبقات به صورت یک گراف در طول مدت زمان زلزله می باشد، لذا مقایسه باید از روی منطقی انجام گیرد. در این پروژه برای مقایسه از قدر مطلق حداکثر برش ایجاد شده در طی زلزله $(|V_{MAX}|)$ استفاده شده است.

با توجه به آنکه برش در طبقات مختلف سازه متفاوت است این سؤال مطرح می شود که برای

مقایسه، برش کدام طبقه مد نظر قرار گیرد؟ در واقع در این تحقیق برش هر طبقه به صورت جداگانه ملاک مقایسه قرار می گیرد. روال کار به این صورت است که پس از انجام آنالیز دینامیکی برای هر دو سازه برش آخرین طبقه استخراج شده و نسبت D.R برای آخرین طبقه تعیین می گردد. سپس با استفاده از آنالیز استاتیکی معادل و فرض یک ارتفاع به عنوان تراز پایه برای سازهٔ دارای اختلاف تراز، برش آخرین طبقه برای هر دو سازه توسط روش استاتیکی معادل محاسبه و به دنبال آن نسبت C.R تعیین می شود. حال نسبت های D.R و C.R مقایسه می گردد. در صورت بروز اختلاف زیاد بین این دو نسبت، تراز پایهٔ فرضی آنقدر جابجا می شود تا نسبت های D.R و C.R که با توجه به برش آخرین طبقهٔ سازه بدست آمده اند، به هم نزدیک شوند. به این ترتیب تراز پایه بر اساس مقایسهٔ برش آخرین طبقه بدست می آید. این عمل برای سایر طبقات سازه که در بالای سطح زمین قراردارند تکرار و بر اساس مقایسهٔ برش هر طبقه یک مقدار برای تراز پایه بدست می آید. در انتها میانگین مقادیر بدست آمده به عنوان تراز پایهٔ سازه معرفی می گردد.

فصل چهارم

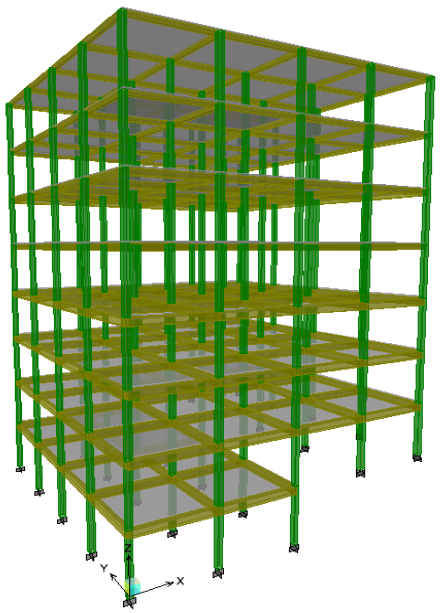
مدل سازی و فرضیات بکار رفته در آنالیز

۴ -۱ - مقدمه

در فصل های گذشته توضیح مختصری راجع به بحث اندرکنش خاک - سازه به عنوان یکی از فرض های اصلی این تحقیق و همچنین روش بکار گرفته شده در این پایان نامه در باب چگونگی تعیین تراز پایه در ساختمان های دارای اختلاف تراز در پایه ارائه گردید. در این فصل به بررسی پارامترها و فرضیات بکار رفته در مدل سازی از جمله: بررسی مدل ها و شرایط طراحی آنها، ویژگی های خاک مورد استفاده و معیار شکست آن، شرایط مرزی، شتاب نگاشت های مورد استفاده، مش بندی و ... پرداخته و در انتها توضیح مختصری راجع به نحوهٔ مدل سازی در نرم افزار Abaqus آورده شده است.

۴ -۲ - بررسی مدل ها

همانطور که گفته شد هدف از انجام این تحقیق تعیین محل تقریبی تراز پایه در ساختمان هایی است که قسمتی از آن را زیرزمین تشکیل داده است و یا اینکه فونداسیون آن در دو تراز متفاوت اجرا می شود. شکل (۴-۱) نمونه ای از این نوع سازه ها را به تصویر می کشد.



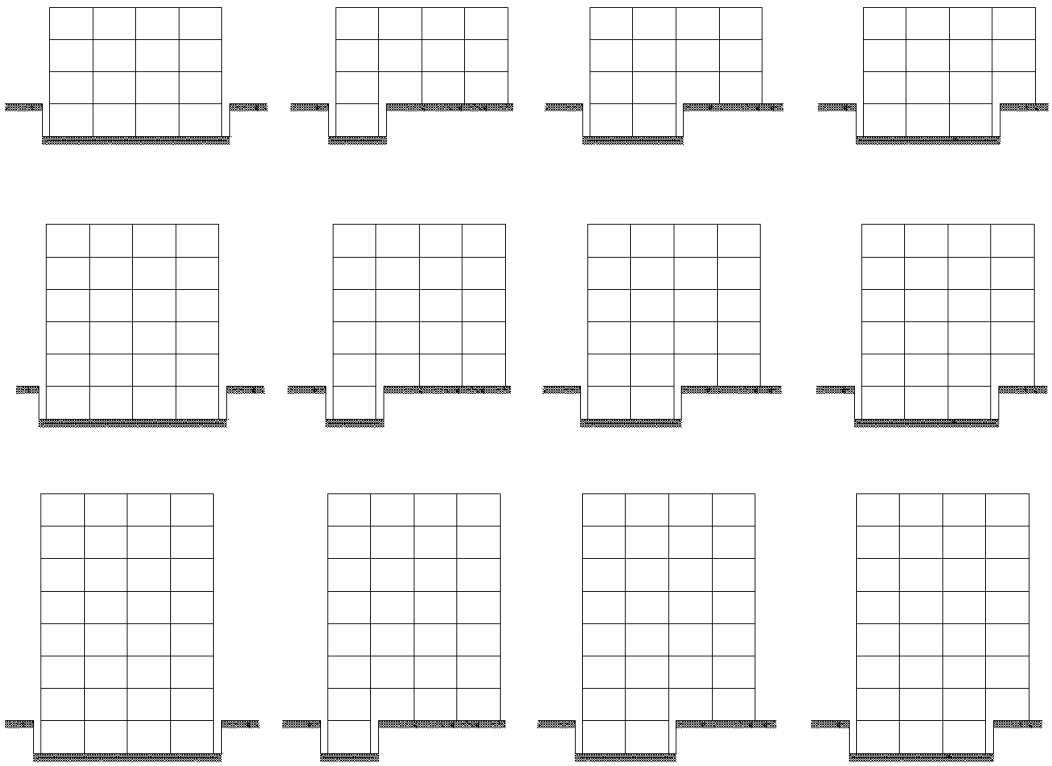
شکل (۴ -۱) : سازهٔ فولادی با فونداسیون غیرهم سطح

برای اینکه بتوانیم راجع به محل تراز پایه در حالات مختلف تصمیم گیری نماییم، باید گروه های مختلفی از سازه ها را مورد بررسی قرار دهیم. جهت بررسی تأثیر تعداد طبقات سازه بر تراز پایه، از سه گروه سازۀ ۴، ۶ و ۸ طبقه به عنوان مدل های اصلی استفاده شده است. ارتفاع طبقات یکسان و برابر ۳ متر در نظر گرفته شده است. این سازه ها با توجه به آنکه اکثر ساختمان های موجود در کشور زیر ۸ طبقه می باشند، انتخاب شده اند. شکل شمارۀ (۴-۲) مدل های ذکر شده از ساختمان های ۴، ۶ و ۸ طبقه را نشان می دهد. برای بررسی محل تراز پایه در ساختمان های دارای تعداد طبقات بالاتر، یک سازۀ ۱۶ طبقه نیز مورد بررسی قرار گرفته است. شکل (۴-۳) تصویر گروه سازه های ۱۶ طبقه را نشان می دهد. علاوه بر تعداد طبقات، مساحت پلان نیز از جمله مواردی است که در این مطالعه مورد توجه قرار گرفته است. برای این منظور سازه های ۴، ۶ و ۸ طبقه یک بار با مساحت ۲۵۶ مترمربع (چهار دهانه در چهار دهانۀ ۴ متری) و بار دیگر با مساحت ۵۷۶ متر مربع (شش دهانه در شش دهانۀ ۴ متری) مدل و آنالیز شده اند. یکی دیگر از مواردی، که می تواند بر روی محل ترازپایه تأثیر بگذارد تعداد ستون های ورودی به زیرزمین می باشد. در این تحقیق سه حالت برای ورود ستون ها به زیرزمین درنظر گرفته شده است. شکل شمارۀ (۴-۴) به وضوح سه حالت فوق را برای سازه های ۴ و ۶ دهانه نشان می دهد. سازه ها از نوع قاب خمشی فولادی با شکل پذیری متوسط بوده و فونداسیون ها از نوع گسترده می باشند که به ترتیب به کمک نرم افزارهای Etabs و Safe طراحی شده اند حجم زیاد مدل ها و بالا رفتن زمان آنالیز از یک سو و کمبود وقت از سوی دیگر سبب شد تا در این مطالعه بررسی این گونه از سازه ها را صرفاً با یک طبقه زیرزمین دنبال کنیم.

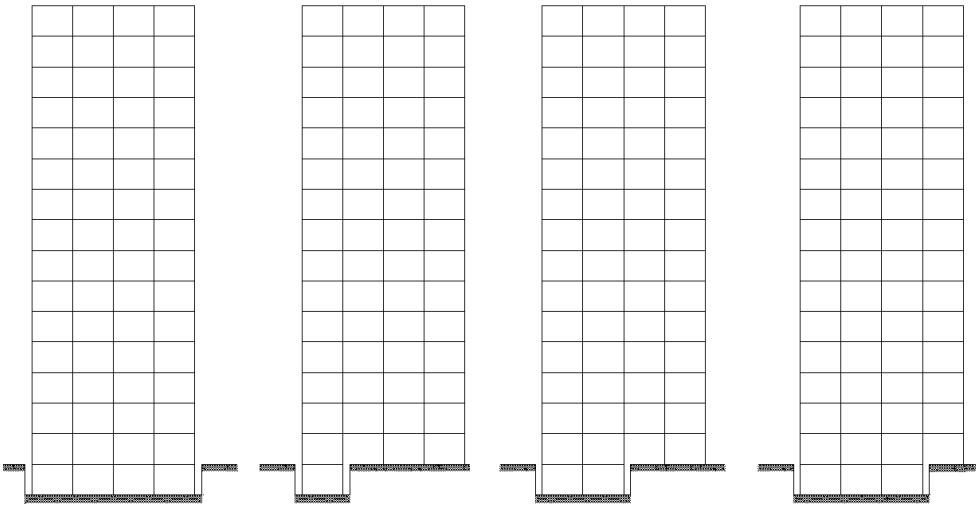
اگر به مدل ها دقت کنیم مشاهده خواهیم کرد با پایین آمدن درصد ورود ستون ها به زیرزمین، احتمال نامنظم شدن سازه افزایش می یابد. بر اساس آیین نامۀ ۲۸۰۰ ایران در سازه های نامنظم در صورتی که تعداد طبقات از ۵ طبقه یا ارتفاع سازه از ۱۸ متر افزایش یابد، مجاز به استفاده از تحلیل استاتیکی معادل برای آنالیز سازه نبوده و می بایست از تحلیل دینامیکی استفاده کنیم.

در اینجا این سوال مطرح می شود که در صورت استفاده از تحلیل دینامیکی برای مدل های نامنظم، تراز پایه چه کاربردی می تواند داشته باشد؟

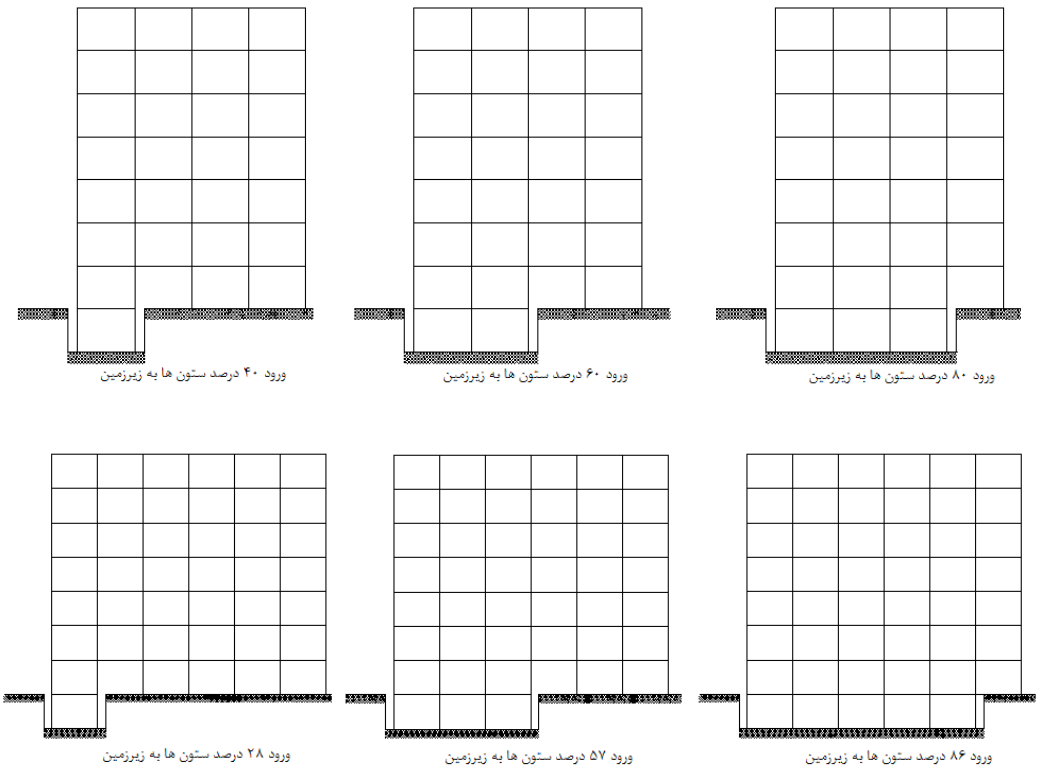
طبق توصیهٔ آیین نامهٔ ۲۸۰۰ ایران برای انجام تحلیل دینامیکی به اختیار می توان یکی از روش های تحلیل طیفی و یا تاریخچهٔ زمانی را انتخاب نمود. در صورتی که بخواهیم از هر کدام از این روش ها استفاده کنیم می بایست نتایج بدست آمده از تحلیل دینامیکی را طبق بند ۲-۴-۲-۴ آیین نامهٔ ۲۸۰۰ اصلاح نماییم و برای اصلاح نتایج تحلیل دینامیکی لازم است برش پایهٔ تحلیل استاتیکی معادل را داشته باشیم. از طرف دیگر طبق بند ۲-۴-۱ آیین نامهٔ ۲۸۰۰ حتی برای انتخاب طیف طراحی و یا شتاب نگاشت مناسب برای انجام تحلیل دینامیکی نیز وابسته به ضریب زلزله در روش استاتیکی معادل هستیم. لذا در این تحقیق مدل های نامنظم نیز مورد بررسی قرار گرفته اند و محل تراز پایه در این مدل ها محاسبه شده است.



شکل (۴-۲) : گروه سازه های ۶،۸ و ۴ طبقهٔ در نظر گرفته شده برای آنالیز



شکل (۴ -۳) : گروه سازه های ۱۶ طبقه



شکل (۴ -۴) : درصد ورود ستون ها به زیرزمین برای سازه های ۴ و ۶ دهانه

۴ -۳ - مشخصات مکانیکی خاک

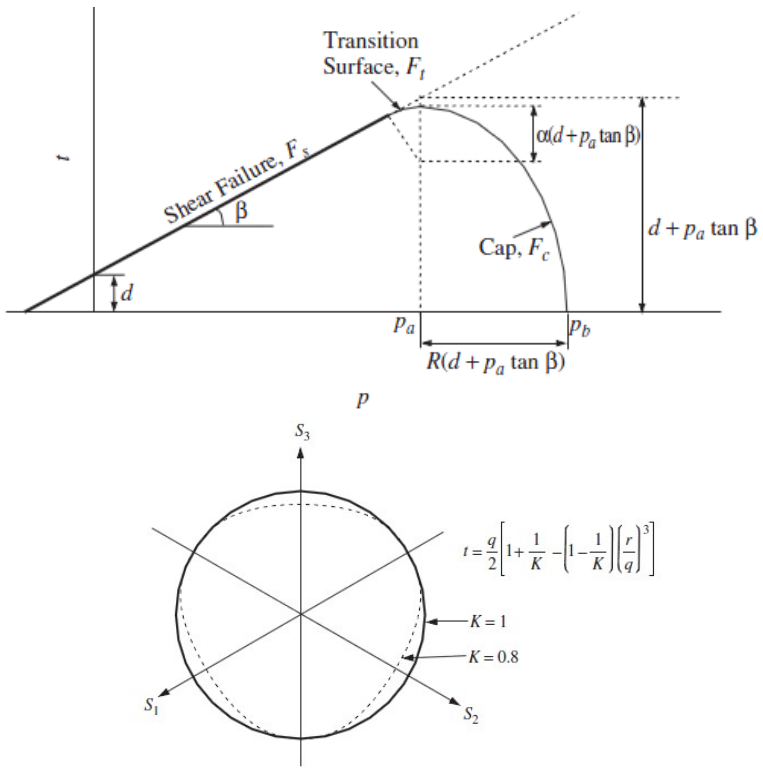
۴ -۳ -۱ مدل دراکر -پراگر اصلاح شده Cap/ (Modified Drucker–Prager/Cap Model)

مدل پلاستیسیتهٔ دراکر- پراگر اصلاح شده به طور گسترده در برنامه های اجزاء محدود مورد استفاده قرار می گیرد. این مدل برای طیف وسیعی از کاربردهای مهندسی ژئوتکنیک استفاده می شود. مدل Cap یکی از مناسب ترین مدل ها برای نشان دادن رفتار خاک می باشد؛ چراکه این مدل قادر است تاریخچهٔ تنش، مسیر تنش، اتساع و اثر تنش اصلی میانگین را در نظر بگیرد. همانطور که در شکل (۴-۵) مشاهده می شود، سطح تسلیم مدل پلاستیسیتهٔ دراکر- پراگر شامل سه بخش است:

۱- سطح گسیختگی برشی دراکر- پراگر.

۲- یک Cap بیضوی که محور تنش مؤثر میانگین را با یک زاویهٔ قائم قطع می کند.

۳- یک ناحیهٔ انتقال هموار بین سطح زوال برشی و Cap.



شکل (۴ -۵) : سطوح جاری شدن مدل Cap اصلاح شده در صفحهٔ p-t

پارامترهای نشان داده در شکل به صورت زیر تعریف می شوند:

p : تنش مؤثر میانگین

t : مقداری است که توسط رابطهٔ زیر بدست می آید.

$$t = \frac{q}{2}\left[1+\frac{1}{k}-\left[1-\frac{1}{k}\right]\left[\frac{r}{q}\right]^3\right]$$

که در آن k یک مقدار ثابت و q تنش برشی است.

F_s : سطح گسیختگی برشی دراکر- پراگر

F_t : ناحیهٔ انتقال هموار بین سطح زوال برشی و Cap

F_c : Cap بیضوی که محور تنش مؤثر میانگین را با یک زاویهٔ قائم قطع می کند.

d : چسبندگی در صفحهٔ $p-t$

β : زاویهٔ اصطکاک خاک

R : پارامتری است که به جنس خاک وابسته بوده و شکل Cap را کنترل می کند.

α : کنترل کنندهٔ سطح انتقال مابین سطح گسیختگی برشی دراکر- پراگر و Cap می باشد.

رفتار الاستیک خاک به شکل الاستیک خطی و با استفاده از تعمیم قانون هوک بیان می شود. در یک مدل الاستیک وقتی که خاک تحت فشار قرار می گیرد سختی الاستیک حجمی افزایش پیدا می کند (معادلهٔ (۴-۱))؛ که این مسئله می تواند در محاسبهٔ کرنش مدنظر قرار گیرد.

$$K = \frac{(1+e_0)\,p'}{k} \qquad (۱-۴)$$

مدول بالک K وابسته به تنش است (ثابت نیست). مدول بالک به تنش مؤثر میانگین p'، نسبت تخلخل e_0، و شیب خط بارگذاری- باربرداری k بستگی دارد. معادلهٔ فوق که رفتار الاستیک خاک را تفسیر می کند به راحتی از معادلهٔ خط بارگذاری- باربرداری بدست می آید (معادلهٔ (۴-۲)):

$$e = e_c - k\ \ln p' \qquad (۲-۴)$$

در این مدل آغاز رفتار پلاستیک به وسیلهٔ سطح شکست دراکر- پراگر و یک سطح گسیختگی بیضوی شکل (Cap) تعریف می شود. معادلهٔ سطح شکست دراکر- پراگر به صورت زیر است:

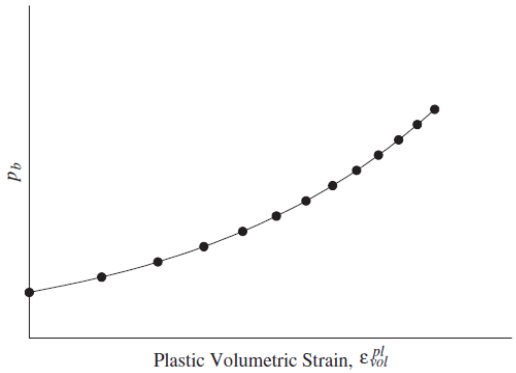
$$F_s = t - p\tan\beta - d = 0 \qquad (۳-۴)$$

که در آن β زاویهٔ اصطکاک خاک و d چسبندگی در صفحهٔ $p-t$ است.

همانطور که در شکل (۴-۵) نشان داده شده است در صفحهٔ $p-t$، سطح گسیختگی Cap یک بیضی با خروج از مرکزیت R می باشد. سطح Cap هنگام سخت شدن خاک منبسط و هنگام نرم شدن خاک منقبض می شود. زمانی که حالت تنش های وارده به خاک به گونه ای باشد که تسلیم شدن خاک نقطه ای روی Cap را نشان دهد، کرنش پلاستیک حجمی فشاری است و باعث منبسط شدن Cap می شود (سخت شوندگی)؛ اما وقتی حالت تنش ها به گونه ای است که تسلیم شدن خاک نقطه ای روی سطح گسیختگی برشی دراکر- پراگر را نشان دهد، افزایش کرنش حجمی پلاستیک را داریم که باعث انقباض Cap می شود (نرم شدگی). سطح Cap توسط رابطهٔ زیر بیان می شود:

$$F_c = \sqrt{(p-p_a)^2 + \left(\frac{Rt}{1+\alpha-\frac{\alpha}{\cos\beta}}\right)^2} - R(d + p_a\tan\beta) = 0 \qquad (۴-۴)$$

که در آن R پارامتری است که به جنس خاک وابسته بوده و شکل Cap را کنترل می کند و α عدد کوچکی است که معمولاً بین ۰/۰۱ تا ۰/۰۵ می باشد. پارامتر α در واقع کنترل کنندهٔ سطح انتقال مابین سطح کسیختگی برشی دراکر- پراگر و Cap می باشد. پارامتر p_a کنترل کنندهٔ رفتار سخت شوندگی و نرم شوندگی می باشد. رفتار سخت شوندگی و نرم شوندگی به شکلی ساده توسط یک تابع خطی تکه ای در دستگاه مختصات تنش مؤثر میانگین p_b و کرنش پلاستیک حجمی متناظر با p_b، $p_b = p_b\left(\varepsilon_{vol}^{pl}\right)$ نشان داده می شود (شکل (۴-۶)).



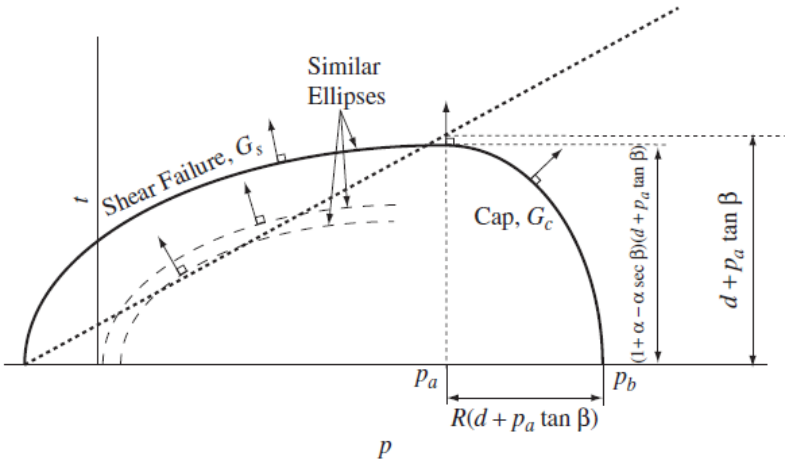
شکل (۴-۶) : نمونه ای از رفتار سخت شدگی در مدل Cap

این تابع به راحتی با استفاده از آزمایش تحکیم که چندین سیکل بارگذاری- باربرداری دارد بدست می آید. به دنبال آن پارامتر p_a توسط رابطهٔ زیر حاصل می شود:

(۵-۴)

۴-۳-۲ قانون جریان

همانطور که در شکل شمارهٔ (۴-۷) ملاحظه می شود در این مدل به هنگام سخت شدن یا نرم شدن، سطح منحنی به دو شکل جریان پیدا می کند.



شکل (۴-۷) : جریان در مدل اصلاح شدهٔ Cap

در ناحیهٔ Cap جریان پلاستیک برابر و موازی با سطح جاری شدن Cap می باشد (جریان همبسته). برای سطح گسیختگی دراکر- پراگر و سطح انتقال، جریان به شکلی متفاوت با سطح می باشد(جریان غیرهمبسته) شکل (۴-۷). در ناحیهٔ Cap سطح پتانسیل جریان بیضی شکل، توسط رابطهٔ زیر محاسبه می شود:

$$G_c = \sqrt{(p-p_a)^2 + \left(\frac{Rt}{1+\alpha-\frac{\alpha}{\cos\beta}}\right)^2} \qquad (۴-۶)$$

سطح پتانسیل جریان غیرهمبسته در ناحیهٔ گسیختگی دراکر- پراگر و ناحیهٔ انتقال توسط رابطهٔ زیر بدست می آید:

$$G_s = \sqrt{[(p-p_a)\tan\beta]^2 + \left(\frac{1}{1+\alpha-\frac{\alpha}{\cos\beta}}\right)^2} \qquad (۴-۷)$$

همانطور که در شکل شمارهٔ (۴-۷) نشان داده شده است دو بخش بیضوی G_c و G_s یک سطح پتانسیل پیوسته را بوجود می آورند.

۴-۳-۳- پارامترهای مدل

در این مدل برای تعیین β و d به نتایج آزمایش سه محوری نیاز می باشد. حالت های شکست بدست آمده از آزمایش، به صورت نقاطی در صفحهٔ $p-t$ ترسیم شده و سپس بهترین خط بر روی این نقاط برازش می شود، شیب خط بدست آمده β و تقاطع آن با محور t معرف پارامتر d می باشد. در صورت داشتن پارامترهای c' و ϕ' که همان پارامترهای مقاومتی خاک در معیار گسیختگی موهر-کلمب می باشند، توسط روابط زیر نیز می توان β و d را تخمین زد:

$$\tan\beta = \frac{6\sin\phi'}{3-\sin\phi'} \qquad (۴-۸)$$

$$d = \frac{18c'\cos\phi'}{3-\sin\phi'} \qquad (۹-۴)$$

علاوه بر این نیازمند نتایج تست تحکیم با چندین سیکل بارگذاری- باربرداری می باشیم. این آزمایش برای ارزیابی منحنی سخت شوندگی لازم می باشد. همانطورکه توضیح داده شد منحنی سخت شوندگی در دستگاه مختصات تنش مؤثر میانگین p_b و کرنش پلاستیک حجمی متناظر با p_b ، $p_b = p_b\left(\varepsilon_{vol}^{pl}\right)$ ترسیم می شود (شکل شمارهٔ (۴-۶)). مقدار کرنش پلاستیک حجمی متناظر با p_b را می توان از رابطهٔ زیر تخمین زد:

$$\varepsilon_{vol}^{p} = \frac{\lambda-k}{1+e_0}\ln\frac{p'}{p'_0} = \frac{C_c-C_s}{2.3(1+e_0)}\ln\frac{p'}{p'_0} \qquad (۱۰-۴)$$

که در آن C_c و C_s به ترتیب نشانهٔ فشردگی و نشانهٔ تورم خاک، e_0 تخلخل اولیهٔ خاک، p' تنش مؤثر میانگین و p'_0 تنش مؤثر میانگین اولیه می باشد. شیب نمودار بارگذاری- باربرداری می تواند برای محاسبهٔ کرنش حجمی الاستیک استفاده شود که با کم کردن آن از کرنش حجمی کل، کرنش حجمی پلاستیک محاسبه می شود[۲۱].

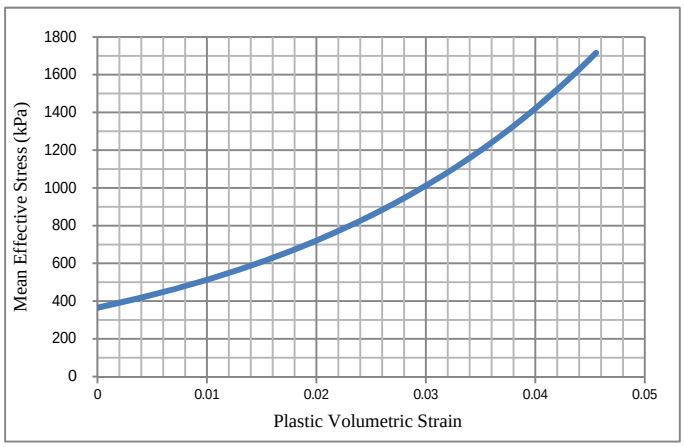
در این تحقیق از دو نوع خاک نرم و سخت استفاده شده است. مشخصات خاک ها به گونه ای فرض شده اند که تا حد ممکن بر خاک های تیپ ۱ و ۴ آیین نامهٔ ۲۸۰۰ منطبق شوند. معیار شکست خاک بر اساس مدل دراکر- پراگر اصلاح شده/Cap در نظر گرفته شده است. جداول (۴-۱) و (۴-۲) به ترتیب مشخصات خاک نرم و سخت استفاده شده در این پایان نامه را نشان می دهند. منحنی های سخت شوندگی خاک های نرم و سخت نیز به ترتیب در اشکال (۴-۸) و (۴-۹) نشان داده شده اند. برای محاسبهٔ مدول برشی و مدول الاستیسیتهٔ خاک از روابط زیر استفاده می شود[۲۲]:

$$G = \frac{V_s^2 \times \gamma}{g} \qquad (۱۱-۴)$$

$$G = \frac{E}{2\ (1+\upsilon)} \qquad (۱۲-۴)$$

جدول (۴-۱) : مشخصات خاک نرم

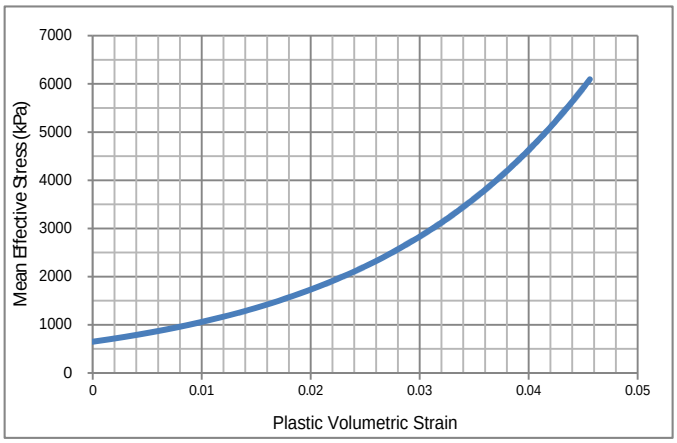
Type IV (Soft Soil)	
ارتفاع لایهٔ خاک (متر)	30
درصد رطوبت (درصد)	10
وزن مخصوص خشک (کیلو نیوتن بر متر مکعب)	16.5
نسبت تخلخل	0.65
سرعت موج برشی (متر بر ثانیه)	150
سرعت موج طولی (متر بر ثانیه)	241.86
نسبت پواسون	0.3
چسبندگی (پاسکال) (C)	10000
زاویهٔ اصطکاک داخلی (درجه)	25
زاویهٔ اصطکاک داخلی (رادیان)	0.47
وزن مخصوص مرطوب (نیوتن بر متر مکعب)	18150
دانسیته (کیلوگرم بر متر مکعب)	1850.15
چگالی دانه ها (Gs)	2.78
نشانهٔ فشردگی (Cc)	0.14
نشانهٔ تورم (Cs)	0.03
ضریب فشار جانبی خاک در حالت سکون (K_0)	0.55
زاویهٔ اصطکاک داخلی دراکر-پراگر (رادیان)	0.78
زاویهٔ اصطکاک داخلی دراکر-پراگر (درجه) (β)	44.53
چسبندگی دراکر-پراگر (پاسکال) (d)	63295.01
تنش موثر عمودی در وسط لایهٔ خاک (پاسکال)	272250
تنش موثر افقی در وسط لایهٔ خاک (پاسکال)	150385.93
تنش موثر عمودی در لحظهٔ گسیختگی طبق فرمول دراکر-پراگر (پاسکال)	464718.95
(پاسکال) P_a	255163.60
(پاسکال) P_b	365180.16
Transition Surface Radius (α)	0
Cap Eccentricity (R)	0.35
Initial cap yield surface position	0
Flow Stress Ratio (K)	1



شکل (۴-۸) : منحنی سخت شوندگی خاک نرم

جدول (۴-۲) : مشخصات خاک سخت

Type I (Stiff Soil)	
ارتفاع لایهٔ خاک (متر)	30
درصد رطوبت (درصد)	6
وزن مخصوص خشک (کیلو نیوتن بر متر مکعب)	22
نسبت تخلخل	0.42
سرعت موج برشی (متر بر ثانیه)	650
سرعت موج طولی (متر بر ثانیه)	1027.74
نسبت پواسون	0.25
چسبندگی (پاسکال) (C)	40000
زاویهٔ اصطکاک داخلی (درجه)	38
زاویهٔ اصطکاک داخلی (رادیان)	0.66
وزن مخصوص مرطوب (نیوتن بر متر مکعب)	23320
دانسیته (کیلوگرم بر متر مکعب)	2377.17
چگالی دانه ها (Gs)	3.18
نشانهٔ فشردگی (Cc)	0.08
نشانهٔ تورم (Cs)	0.02
ضریب فشار جانبی خاک در حالت سکون (K_0)	0.36
زاویهٔ اصطکاک داخلی دراکر-پراگر (رادیان)	1.00
زاویهٔ اصطکاک داخلی دراکر-پراگر (درجه) (β)	57.16
چسبندگی دراکر-پراگر (پاسکال) (d)	237956.04
تنش موثر عمودی در وسط لایهٔ خاک (پاسکال)	349800
تنش موثر افقی در وسط لایهٔ خاک (پاسکال)	125696.62
تنش موثر عمودی در لحظهٔ گسیختگی طبق فرمول دراکر-پراگر (پاسکال)	1020469.55
(پاسکال) P_a	423954.26
(پاسکال) P_b	647647.49
Transition Surface Radius (α)	0
Cap Eccentricity (R)	0.25
Initial cap yield surface position	0
Flow Stress Ratio (K)	1



شکل (۴-۹) : منحنی سخت شوندگی خاک سخت

۴-۴- المان ها و مش بندی آنها

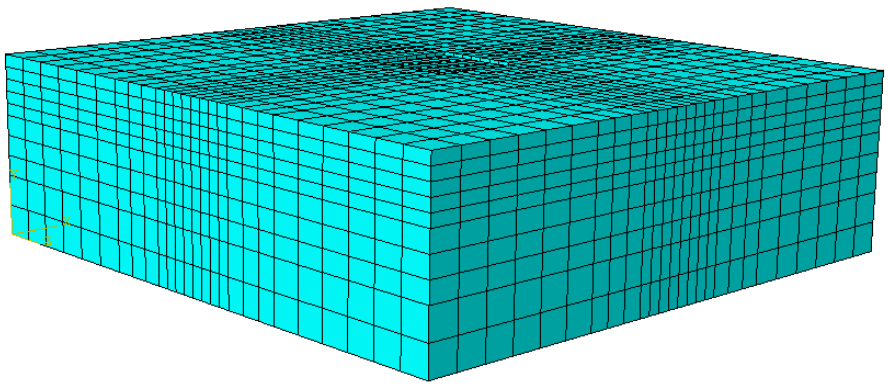
برای آنالیز اندرکنش خاک- سازه، از روش مستقیم استفاده شده است؛ در این روش خاک و سازه یکجا در نرم افزار مدل شده و توسط روش اجزاء محدود آنالیز شده است. برای انجام این آنالیز خاک اطراف سازه توسط المان های محدود مدل سازی شده است. هر قدر ابعاد المان های خاک کوچکتر باشد دقت تحلیل بیشتر است. اما کوچکتر کردن ابعاد المان ها، ازدیاد تعداد گره ها و افزایش تعداد درجات آزادی سیستم را به دنبال دارد. اندازهٔ المان های خاک با نوع امواجی که بر آنها تأثیر می گذارد و طول موج و فرکانس آنها وابسته است. از این رو با توجه به این موارد می توان ابعاد المان ها را به گونه ای تعیین کرد که بدون آنکه نیازی به کوچکتر گرفتن المان ها باشد، دقت کافی را نیز به همراه داشته باشد. در مدل سازی خاک مسئلهٔ مهم آنست که مدل خاک قادر به تجسم پدیده انتشار امواج در خاک باشد. شکل المان ها نیز می تواند تا حدودی بر دقت نتایج تأثیرگذار باشد.

طبیعتاً با دور شدن از مبدأ (مثلاً سازه) و حرکت در خاک به سمت بی نهایت علاوه بر آنکه از شدت تنش ها کاسته می شود، از محدوده ای که دارا بودن دقت زیاد در آنها لازم است نیز دور می شویم. علاوه بر این در نقاط نزدیک سطح شدت تنش ها بیشتر بوده و سریعتر نیز مستهلک می گردند در حالیکه در عمق این شدت کمتر شده و روند تغییرات تنش نیز کندتر می گردد (حبابهای تنش را در ذهن مجسم نمائید). بنابراین نیازی نیست که ابعاد المان های خاک را در تمام عمق آن و در فواصل مختلف از سازه با یکدیگر مساوی فرض کنیم.

در مرجع شماره [۲۳] صفحه ۷۱۹ ذکر شده است که برای زلزله هایی که فرکانس انفصال آنها کمتر از ۲۰ هرتز می باشد، ابعاد المان ها را در جهت عمودی نباید بیش از $\frac{\lambda}{5}$ انتخاب کرد. در همین مرجع صفحه ۵۶۲ آورده شده است که بهتر است ابعاد المان ها در جهت انتشار موج، حداکثر برابر $\frac{\lambda}{2}$ باشد. λ طول موج بوده و برابر است با $\lambda = \frac{v}{f_{00}}$. ($f_{00}$ فرکانس انفصال طیف زلزله مورد نظر و v سرعت موج برشی است). ملاحظه می گردد که برای تعیین ابعاد المان ها نیاز به دانستن

پارامترهایی مانند سرعت موج برشی و یا فرکانس انفصال f_{00} می باشد. بنابراین تعیین ابعاد المان های خاک نمی تواند مستقل از طیف طرح خاص مسئله مورد نظر باشد. البته ناگفته نماند که شکل خاص مسئله نیز ممکن است باعث تغییر در ابعاد محاسبه شده توسط روابط بالا شود. مثلا ممکن است به دلیل هندسه خاص سیستم مجبور به کاهش ابعاد المان ها در نزدیکی سازه یا در نزدیکی محلی که دقت زیادی در تعیین تنشها یا تغییر شکل های آن نقطه لازم است گردیم[۳].

توصیه می شود در مواقعی که بررسی تنش ها مورد نظر است، ابعاد نسبی مش ها (نسبت بزرگترین بعد هر المان به کوچکترین بعد آن) به ۳ و در مواقعی که بررسی کرنش ها مورد نظر است، ابعاد نسبی مش ها به ۱۰ محدود شود. در این تحقیق ابعاد خاک ۱۰۰ متر در ۱۰۰ متر و به عمق ۳۰ متر فرض شده است. حداکثر ابعاد المان ها برای خاک در هر دو جهت افقی و همچنین در عمق ۵ متر درنظر گرفته شده است. ابعاد المان ها به گونه ای انتخاب شده اند که تا حد ممکن محدودیت های گفته شده در بالا را اقناع نمایند. شکل (۴-۱۰) تصویری از روش استفاده شده در این پایان نامه برای مش بندی خاک را نشان می دهد.



شکل (۴ ۱۰) : نمونه ای از مش بندی جزیرهٔ خاکی

اعضای قاب و میلگردها توسط المان های Beam مدل سازی شده اند. برای اعضای قابی از المان هایی به طول ۱متر و برای میلگردهای فونداسیون از المان هایی به طول ۲متر جهت همخوانی

با اندازهٔ مش فونداسیون استفاده شده است. برای مدل سازی سقف نیز از المان های مربعی Shell با طول ضلع ۱متر استفاده شده است. مشخصات المان های مورد استفاده برای مدل سازی در جدول (۴-۳) نشان داده شده است.

جدول (۴-۳) : مشخصات المان های استفاده شده

موضوع	نوع المان	مشخصات المان
سقف	Shell	S4R
قاب فولادی ومیلگردها	Beam	B31
خاک و فنداسیون	3D Stress	C3D8R

۴-۵ - شرایط مرزی خاک

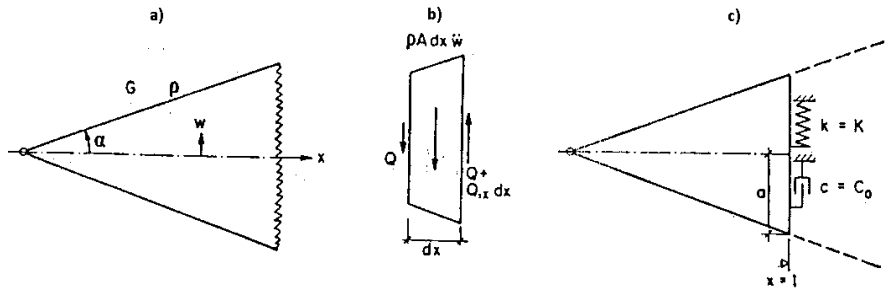
شکل (۴-۱۱) یک میله مخروطی شکل که تحت اثر موج برشی قرار دارد را نشان می دهد، اگر بخواهیم موجی که به یک انتهای میله می رسد به طور کامل مستهلک شده و انعکاس نیابد، لازم است در انتهای میله میراگری با ضریب میرایی زیر قرار داده شود.

$$C = \rho . V_s . A \qquad (۱۳-۴)$$

A سطح میله، ρ جرم مخصوص آن و V_s سرعت انتشار موج برشی در میله است. در این حالت ضریب ثابت فنر که هماهنگ با میراگر مزبور عمل کرده و امواج انعکاسی را جذب می نماید برابر با مقدار زیر خواهد بود:

$$k = \frac{GA}{\ell} \qquad (۱۴-۴)$$

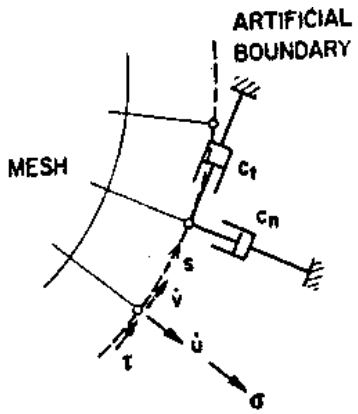
که G مدول برشی، A سطح مقطع مخروط در انتها و ℓ ارتفاع مخروط است[۷].



شکل (۴-۱۱) : a) میله مخروطی نیمه بینهایت در برش

b) معادله تعادل **c) فنر - میراگر معادل در انتهای میله**

در یک حالت دو بعدی امواج به هر دو صورت برشی و یا طولی در جسم حرکت می کنند. به شکل (۴-۱۲) توجه نمایید.



شکل (۴-۱۲) : میراگر متمرکز در گره

در این حالت به منظور جذب امواج می توان از دو میراگر عمود بر هم در مرزها استفاده نمود. ضریب میرایی این میراگرها C_n در جهت عمودی و C_t در جهت مماسی بوده و با روابط زیر مشخص می شوند:

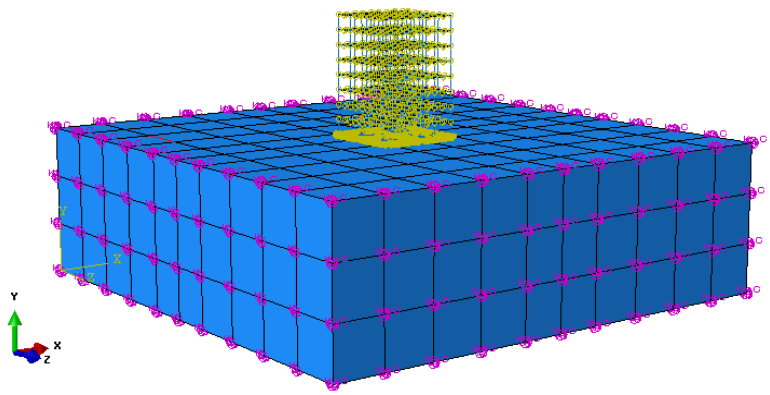
(۴-۱۵)

(۴-۱۶)

که در آن V_p سرعت موج طولی و V_s سرعت موج برشی می باشد. سرعت موج طولی برابر است با:

$$V_p = \sqrt{\frac{E}{\rho}} \qquad (۱۷-۴)$$

در این تحقیق محیط خاک به چشمه های ۱۰x۱۰ متر تقسیم شده و در گوشه چشمه ها فنر و میراگر در دو جهت عمود بر هم قرار داده شده است. مقدار ضرایب این فنر و میراگرها توسط روابط بالا محاسبه شده است. شکل زیر نمایی شماتیک از نحوهٔ قرارگیری مرزهای جاذب انرژی را در مدل سازی انجام شده نشان می دهد.



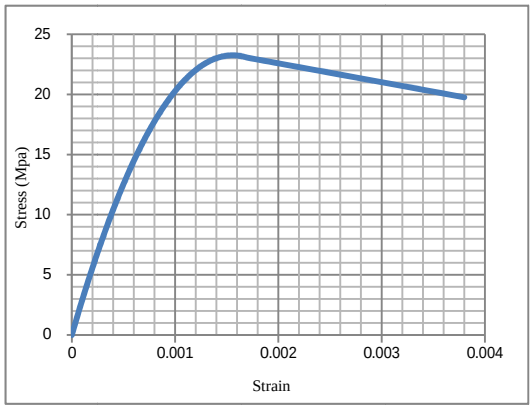
شکل (۴-۱۳) : شکل شماتیک از شبکه بندی محیط خاک برای قرار دادن فنر و میراگر

۴-۶- مشخصات مواد مصرفی

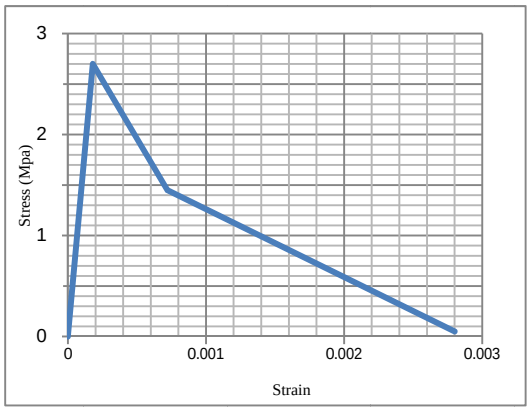
بتن مصرفی از نوع C25 (مقاومت مشخصه ۲۵ مگاپاسگال) با جرم مخصوص ۲۵۰۰ کیلوگرم بر مترمکعب، مدول الاستیسیته ۲۶۸۷۵ مگاپاسکال و ضریب پواسون ۱۶٪ در نظر گرفته شده است. برای ترسیم نمودار تنش- کرنش بتن در ناحیه فشاری از رابطهٔ Hognestad اصلاح شده استفاده و در ناحیه کششی، این نمودار به صورت خطی فرض شده است[۲۴]. نمودار تنش- کرنش بتن را می توان در شکل های (۴-۱۴) و (۴-۱۵) مشاهده نمود. فولاد مصرفی از نوع A36 باجرم مخصوص ۸۰۰۰

کیلوگرم بر مترمکعب، مدول الاستیسیته ۲۰۶۰۱۰ مگاپاسکال و ضریب پواسون ۳. فرض شده است.

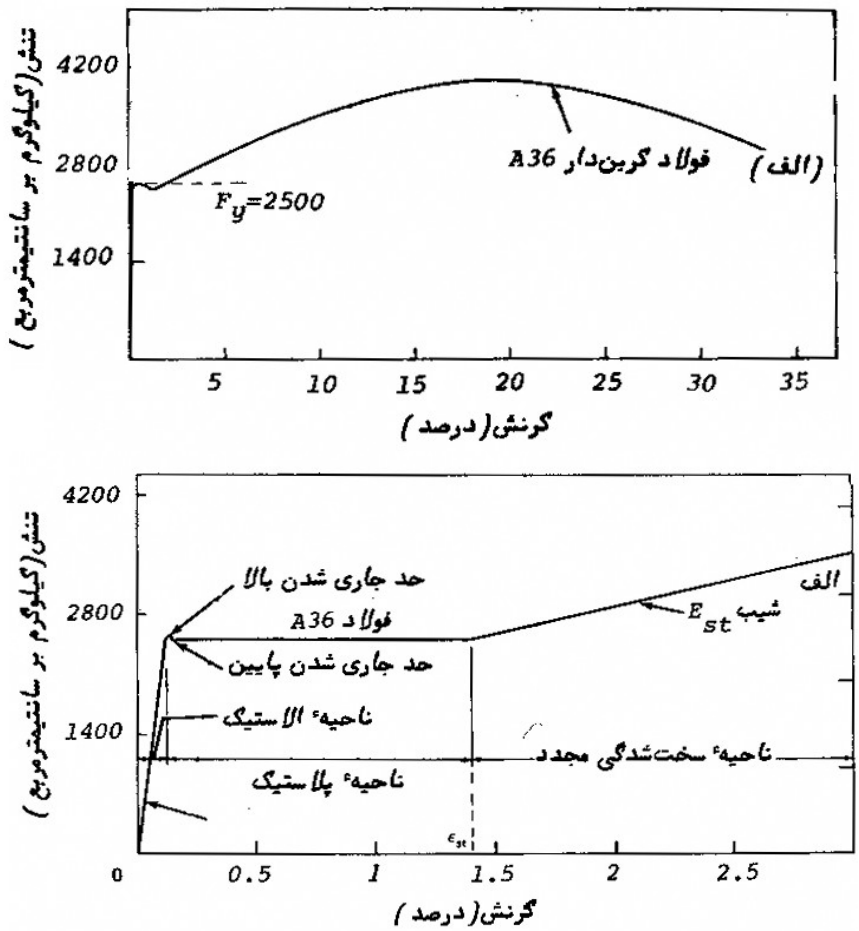
نمودار تنش- کرنش فولاد در شکل (۴-۱۶) نشان داده شده است[۲۵].



شکل (۴ ۱۴) : نمودار تنش -کرنش فشاری بتن



شکل (۴ ۱۵) : نمودار تنش کرنش کششی بتن



(قسمت ابتدایی نمودار تنش -کرنش فولاد با مقیاس بزرگتر)

شکل (۴-۱۶) : نمودار تنش -کرنش فولاد

۴ -۷ - خصوصیات شتاب نگاشت

در کلیهٔ آئین نامه های لرزه ای، در موارد خاص مانند نامنظمی در پلان و یا توزیع غیر یکنواخت جرم و سختی در ارتفاع ساختمان، نیاز به تحلیل دینامیکی وجود دارد. در آئین نامه ها، متناسب با نوع زمین، چند طیف طرح پیشنهادی ارائه شده است. روش تحلیل طیف پاسخ به دلیل سادگی و توجه ویژه ای که آئین نامه ها در تهیهٔ طیف های طراحی داشته اند، در اغلب تحلیل های خطی برای طراحی سازه ها مورد استفاده فراوان قرار می گیرد. نقطه ضعف اصلی این روش، عدم توانایی در فراهم نمودن اطلاعات وابسته به زمان از پاسخ سازه است، که این اطلاعات گاهی در طراحی مناسب یک سازه ضروری است.

امروزه طراحی نهایی بسیاری از سازه های مهم مانند نیروگاه های هسته ای، سدها، سازه های بلند، پل های معلق، بر پایه آنالیز تاریخچه زمانی خطی و یا غیر خطی صورت می گیرد؛ که برای انجام این گونه تحلیل ها نیاز به شتاب نگاشت های حرکت زمین در ساختگاه سازه وجود دارد. شبکه شتاب نگاری در ایران در سال ۱۳۵۲ تأسیس شده است، و این امر سبب شده است که امروزه دسترسی به تاریخچهٔ زلزلهٔ مناطق مختلف کشور دشوار گردد. در صورت عدم دسترسی به شتاب نگاشت منطقهٔ مورد نظر، یک راه، یافتن مکانی است که خصوصیات آن با شرایط فیزیکی منطقهٔ مورد نظر برای طراحی سازه مشابه باشد؛ در این صورت می توان از شتاب نگاشت های ثبت شده در آن مناطق به طور مستقیم استفاده نمود، البته یافتن چنین نواحی عملاً کار دشواری است، با توجه به خصوصیت منحصر به فرد نیروهای زلزله در طراحی سازه ها، که هیچ گاه دو زلزله مشابه با هم وجود ندارد[۲۶]. استفاده از این روش دشواری و مشکلات خاص خود را خواهد داشت؛ به جز نواحی خاصی از جهان که شتاب نگاشت های ثبت شدهٔ مناسب دارند، در سایر نقاط می توان از شتاب نگاشت های مصنوعی برای انجام تحلیل استفاده نمود[۲۷]. برای تولید شتاب نگاشت مصنوعی از گذشته تاکنون روش های مختلفی ارائه شده است. با توجه به اینکه طبیعت

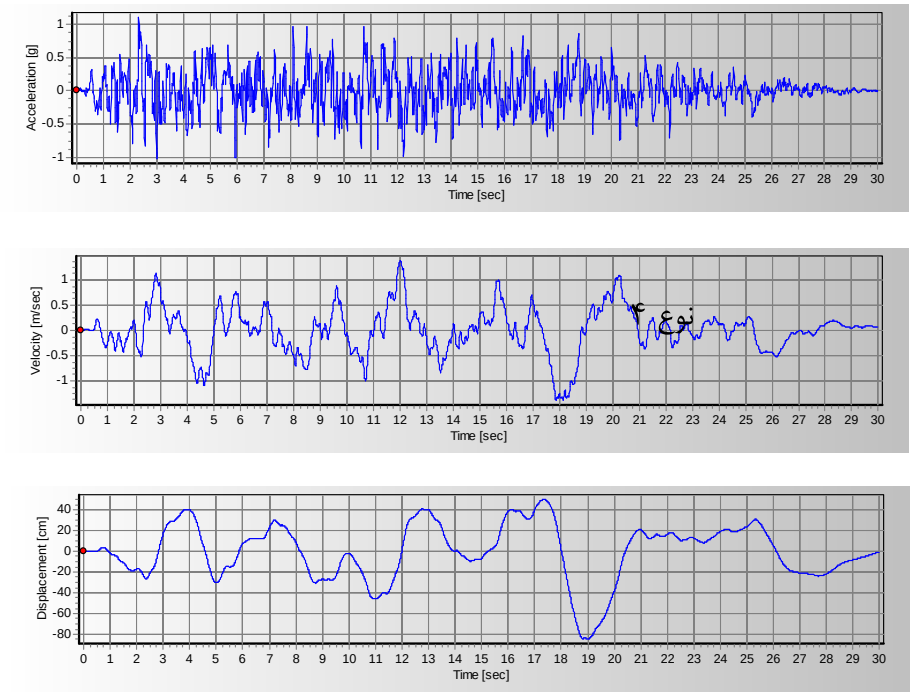
شتاب نگاشت ها دارای دو حوزه زمان و فرکانس هستند، می توان تولید شتاب نگاشت ها را با توجه به حوزهٔ استفاده شده در فرایند تولید آنها، به سه شاخه کلی تقسیم نمود، که عبارتند از:

۱- روش های حوزه زمان، از قبیل نویز سفید فیلتر شده، فیلتر کانای- تاجیمی[۲۸].

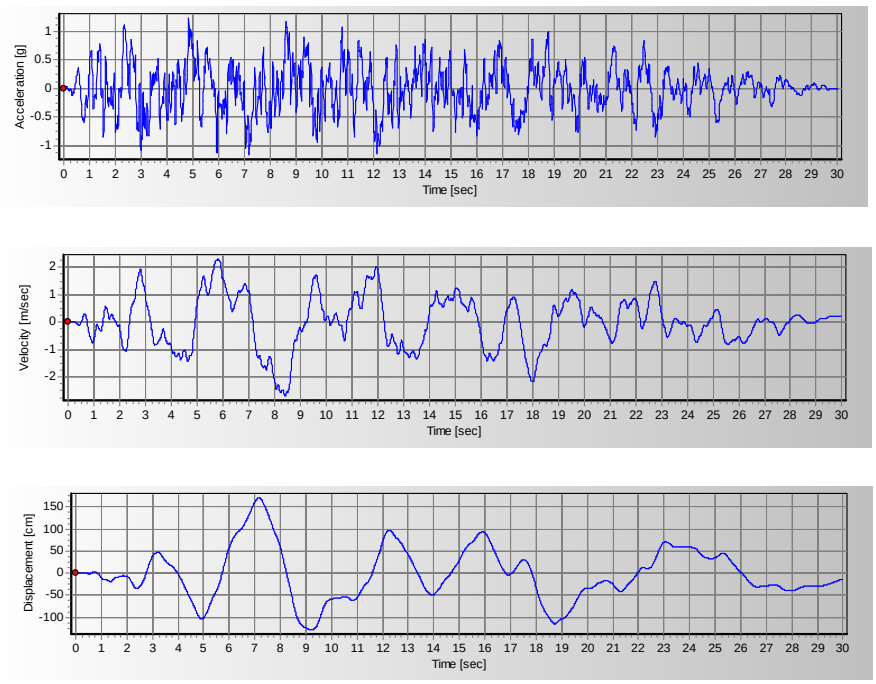
۲- روش های حوزه فرکانس، که در آنها محتوای فرکانسی مبنای مشابه سازی است، از قبیل روی هم گذاری موجهای سینوسی که با فازهای تصادفی تولید می شود[۲۹].

۳- روش حوزه زمان- فرکانس، که مهمترین آن استفاده از تبدیل موجک در تولید شتاب نگاشت ها است.

استفاده از شتاب نگاشت مصنوعی زمانی اهمیت پیدا می کند که قرار باشد از نتایج آنالیز دینامیکی جهت انجام طراحی سازه استفاده کنیم یا آنکه بخواهیم به طور مستقیم مقایسه ای بین نتایج آنالیز دینامیکی و استاتیکی انجام دهیم، اما از آنجا که در این تحقیق قرار است نتایج آنالیز استاتیکی و دینامیکی به صورت بی بعد مورد مقایسه قرار گیرد، لذا می توان از هر دو نوع شتاب نگاشت طبیعی و مصنوعی استفاده نمود. با توجه به اهداف پیش رو در این مطالعه و دقت بیشتر برای انجام آنالیز دینامیکی از شتاب نگاشت مصنوعی استفاده شده است. با توجه به آنکه مناطق مورد نظر جهت بررسی تراز پایه، زمین های منطبق بر تیپ های ۱ و ۴ آیین نامهٔ ۲۸۰۰ می باشند، برای هر منطقه از شتاب نگاشت سازگار با همان ناحیه استفاده شده است. برای تولید شتاب نگاشت ها از نرم افزار SIMQUK کمک گرفته شده است. در ابتدا طیف بازتاب آیین نامه (B) برای خاک های تیپ ۱ و۴ به نرم افزار داده می شود، سپس شتاب نگاشت هماهنگ با طیف های بازتاب توسط نرم افزار تولید می شوند. اشکال شمارهٔ (۴-۱۷) و (۴-۱۸) مشخصات این شتاب نگاشت ها را نشان می دهند. شکل شمارهٔ (۴-۱۷) مشخصات زلزله ای را نشان می دهد که طیف پاسخ آن با طیف بازتاب (B) زمین نوع ۱ آیین نامهٔ ایران منطبق می باشد. شکل شمارهٔ (۴-۱۸) نیز مشخصات زلزله ای را نشان می دهد که طیف پاسخ آن بر طیف بازتاب (B) زمین نوع ۴ آیین نامهٔ ایران منطبق می باشد.

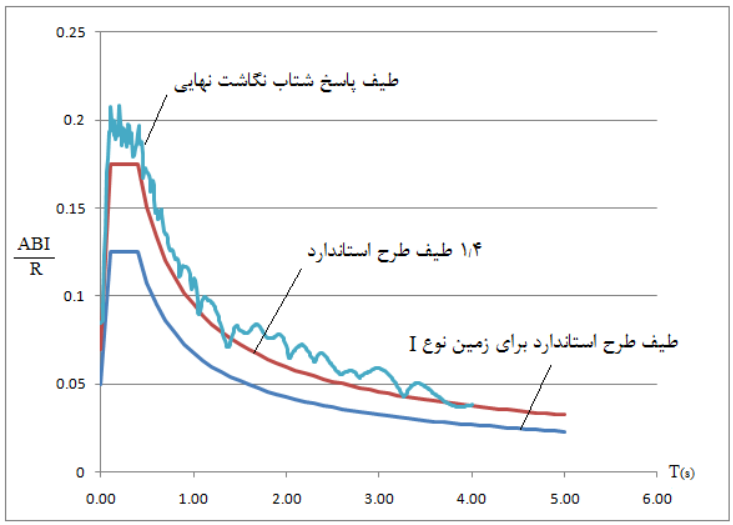


شکل (۴ ۱۷) : مشخصات زلزله ای که طیف پاسخ آن بر طیف بازتاب (B) زمین نوع ۱ آیین نامه منطبق می باشد.

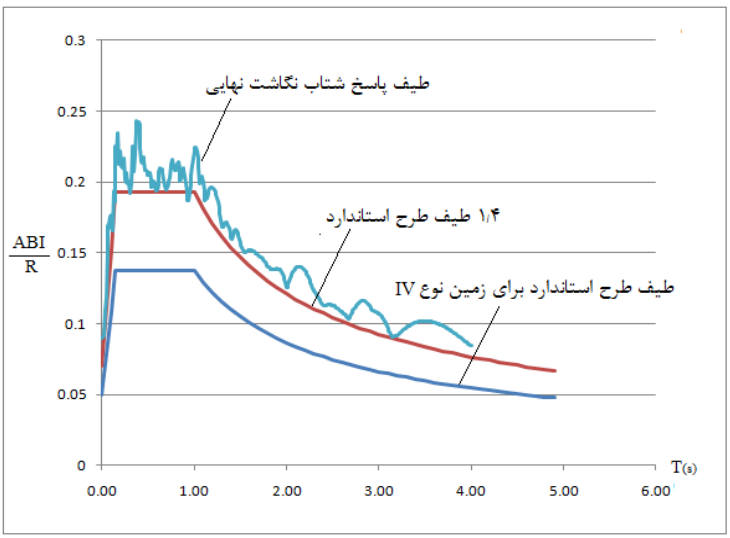


شکل (۴ ۱۸) : مشخصات زلزله ای که طیف پاسخ آن بر طیف بازتاب (B) زمین نوع ۴ آیین نامه منطبق می باشد.

پس از تقسیم شتاب اوج زلزله های بدست آمده بر g، ضریب $\frac{AI}{R}$ در شتاب نگاشت ضرب شده است تا طیف پاسخ شتاب نگاشت بر طیف طرح استاندارد آیین نامه منطبق شود. با توجه به آنکه در آیین نامهٔ ۲۸۰۰ ذکر شده است که طیف پاسخ شتاب نگاشت در محدودهٔ زمان های تناوب $0.2T$ و $1.5T$ نباید از ۱/۴ مقدار نظیر آن در طیف طرح استاندارد کمتر باشد، لذا برای برآوردن این شرط نیز ضریب دیگری در مقادیر شتاب نگاشت های بدست آمده ضرب شده است. اشکال (۴-۱۹) و (۴-۲۰) به ترتیب طیف پاسخ شتاب نگاشت های سازگار با مناطق تیپ ۱و ۴ آیین نامهٔ ایران را پس از مقیاس شدن نشان می دهد.



شکل (۴ ۱۹) : طیف پاسخ شتاب نگاشت سازگار با خاک تیپ ۱



شکل (۴ ۲۰) : طیف پاسخ شتاب نگاشت سازگار با خاک تیپ ۴

۴ -۸ - کلیات مدل سازی در نرم افزار Abaqus

افزایش روز افزون نیازهای بشر و تلاش برای برآورده ساختن آنها، منجر به خلق مسائل تازه و پیچیده ای در همه زمینه های علمی و فنی شده است که در این زمینه حوزهٔ مهندسی مکانیک و سازه نیز از این امر مستثنی نبوده است. در برخورد با این مسائل، اغلب نیاز به طراحی و تحلیل قطعات با هندسه و خواص پیچیده، تحت بارگذاری های نامنظم می باشد. که برای حل آنها بکارگیری روش های کلاسیک موجود (به عنوان مثال تئوری الاستیسیته در مورد توزیع تنش) منجر به یافتن معادلات حاکم بسیار پیچیده با شرایط مرزی و اولیهٔ متنوع می شود که عملاً حل این معادلات را غیر ممکن می سازد. از همین روست که روش های عددی متنوعی برای حل معادلات دیفرانسیل توسط سیستم ها ایجاد و امروزه به طور وسیعی مورد استفاده قرار می گیرند. بسته به نوع روش عددی مورد استفاده و نوع المان بندی، روش های مختلفی نظیر حجم محدود (Finite Volume)، اجزاء محدود، تفاضل محدود (Finite Difference) و ... حاصل شده است. هر کدام از روش های فوق الذکر، در قالب نرم افزارهای متنوعی به کاربران عرضه می شوند. روشی که در اغلب مسائل مکانیک جامدات مورد استفاده قرار می گیرد روش اجزاء محدود است که در قالب نرم افزارهایی چون Nastran، Abaqus، Ansys و ... قابل استفاده است.

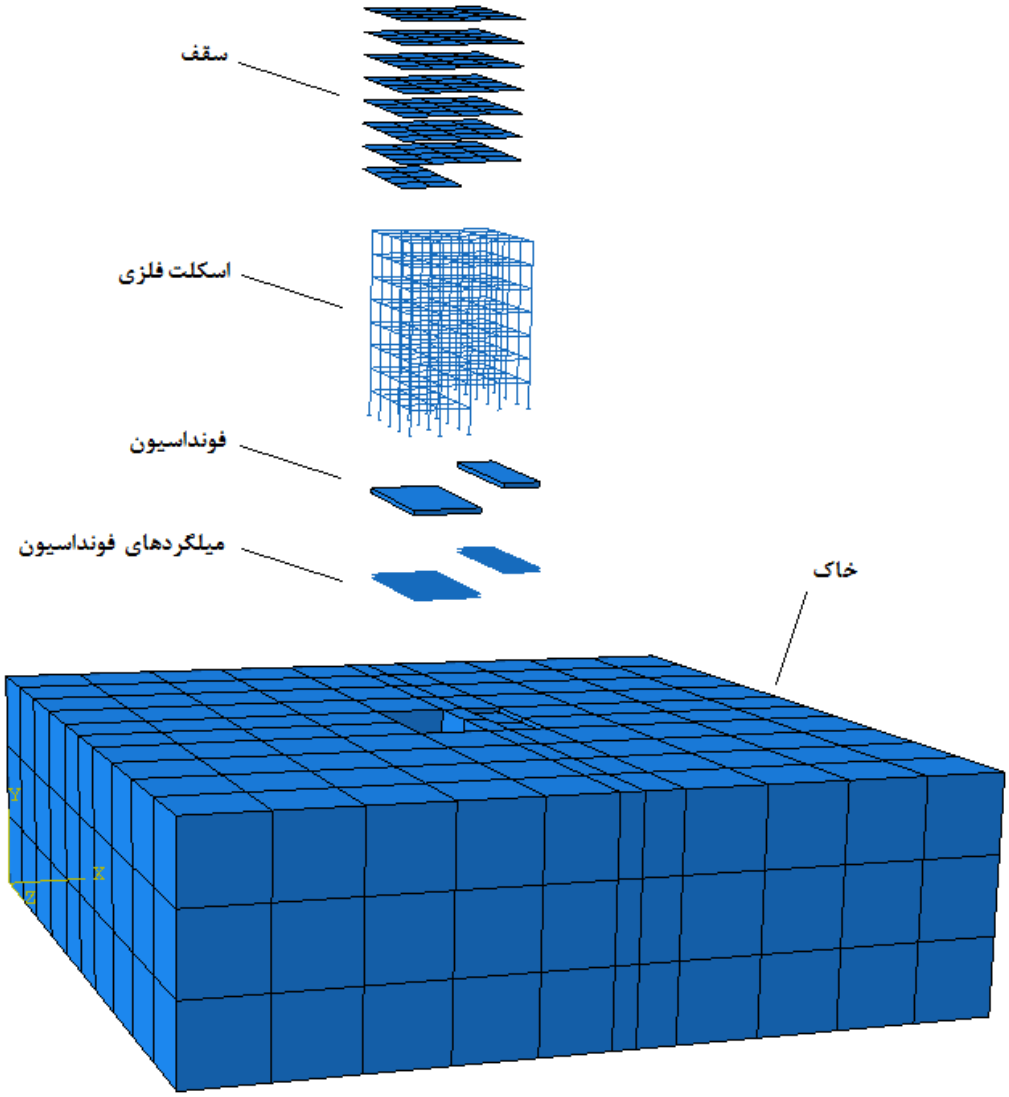
آباکوس یک مجموعه از برنامه های مدل سازی بسیار توانمند می باشد که مبتنی بر روش اجزاء محدود بوده و قابلیت حل مسایل از یک تحلیل خطی ساده تا پیچیده ترین مدل سازی های غیر خطی را دارا می باشد. این نرم افزار دارای مجموعه ای از المان های بسیار گسترده می باشد؛ به طوری که با استفاده از این المان ها می توان هر نوع هندسه ای را به صورت مجازی مدل کرد. همچنین دارای مدل های زیادی از مواد مهندسی است که در مدل سازی انواع مواد با خواص و رفتار گوناگون نظیر فلزات، لاستیک ها، پلیمرها، کامپوزیت ها، بتن تقویت شده، فوم های فنری و نیز شکننده و همچنین مواد موجود در زمین نظیر خاک و سنگ، قابلیت بالایی را ممکن می

سازد. نظر به اینکه آباکوس یک ابزار مدل سازی عمومی و گسترده می باشد، استفاده از آن تنها محدود به تحلیل های مکانیک جامدات و سازه (تنش - تغییر مکان) نمی شود؛ بلکه با استفاده از این نرم افزار می توان مسایل مختلفی نظیر انتقال حرارت، نفوذ جرم، تحلیل حرارتی اجزاء الکتریکی، اکوستیک، مکانیک خاک و پیزو الکتریک را نیز مورد مطالعه قرار داد. نرم افزار آباکوس با وجود اینکه مجموعه ای از قابلیت های بسیار گسترده را در اختیار کاربران قرار می دهد، استفاده از آن نسبتاً ساده می باشد؛ به طوری که در این نرم افزار پیچیده ترین مسایل را می توان به آسانی مدل کرد. به عنوان مثال مسایل شامل بیش از یک جزء را می توان با ایجاد مدل هندسی هر جزء و سپس نسبت دادن رفتار ماده مربوطه به هر جزء و در نهایت مونتاژ اجزاء مختلف مدل نمود. در اغلب مدل سازی ها، (حتی مدل هایی با درجه غیر خطی بالا) کاربر می بایست تنها داده های مهندسی نظیر هندسه مسأله، رفتار مادهٔ مربوط به آن، شرایط مرزی و بار گذاری آن مسأله را تعیین کند. در یک تحلیل غیر خطی آباکوس به طور اتوماتیک میزان نمو بار و تلرانس های همگرایی را انتخاب و همچنین در طول تحلیل مقادیر آنها را جهت دستیابی به یک جواب صحیح تعدیل می کند؛ لذا کاربر بندرت پارامترهای کنترلی حل عددی مسأله را تعیین می نماید.

با توجه به موارد ذکر شده در بالا که در واقع گزیده ای از خصوصیات و ویژگی های این نرم افزار محسوب می شود و توانایی این نرم افزار در مدل سازی محیط خاک و سازه، در این تحقیق از این نرم افزار برای مدل سازی و آنالیز محیط خاک- فونداسیون- سازه استفاده شده است. با توجه به آنکه در مورد نحوهٔ مدل سازی و آنالیز در این نرم افزار منابع و کتب مختلفی در دسترس می باشد؛ لذا از ذکر موارد جزئی و مشخص در رابطه با مدل سازی خودداری کرده و صرفاً چند نکته را یادآور می شویم.

ابتدا در مدول Part اجزاء سازه ای به صورت مجزا مدل شده و خواص آنها در مدول Property تعیین می شود. شکل (۴-۲۱) اجزاء تشکیل دهندهٔ یک مدل ۸ طبقه با ۶۰ درصد ستون های ورودی به زیرزمین را نشان می دهد. در مدول Interaction اتصال بین خاک و فونداسیون از نوع سطح به

سطح و دارای دو رفتار Tangential Behavior با Friction Coeff مساوی 0.4 و Normal Behavior با رفتار Hard Contact در نظر گرفته شده است. سقف ها از نوع المان Shell بوده و در محل اتصال با قاب به تیر ها Tie شده اند. اتصال بین میلگردها و فونداسیون از نوع Embedded تعریف شده است. مشخصات فنر و میراگرها نیز طبق موارد ذکر شده در بخش های قبل تعیین و در این قسمت به برنامه معرفی شده است.



شکل (۴ ۲۱) : اجزاء تشکیل دهندهٔ یک مدل در Abaqus

فصل پنجم

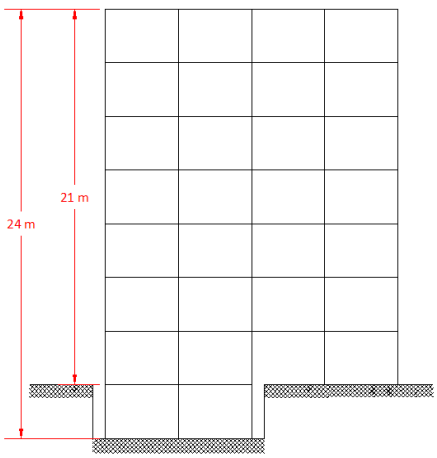
بررسی نتایج و پیشنهادات

۵ -۱ - مقدمه

در این فصل به بررسی مثال های عددی جهت پیدا کردن ارتفاعی مناسب برای تراز پایه در ساختمان های دارای فونداسیون های غیرهم سطح می پردازیم. در ابتدا صحت نظریهٔ انتخاب تراز پایین تر به عنوان تراز محافظه کارانه را در چنین سازه هایی مورد بررسی قرار می دهیم. در ادامه با بررسی مدل های مختلف، محل های پیشنهادی برای تراز پایه در حالت های مختلف ارائه می گردد و تأثیر عوامل مختلف در محل تراز پایه مورد مطالعه قرار می گیرد.

۵ -۲ - ترازپایهٔ محافظه کارانه

گهگاه مشاهده می شود بعضی از مهندسین در مواجهه با ساختمان های دارای پی های غیرهم سطح، چون قادر به تعیین محل دقیق تراز پایه نیستند؛ تراز پایین تر را به عنوان تراز بحرانی تر انتخاب می کنند. مهندسین در برخورد با این مسائل تصور می کنند هرچه تراز پایه، پایین تر انتخاب شود سازه با نیروهای بحرانی تری روبرو می شود. از این رو لازم است قبل از بررسی دقیق محل تراز پایه این نظریه را مورد بررسی قرار دهیم و درستی یا عدم درستی آن را مشخص نماییم. برای بررسی این مطلب یک ساختمان ۸ طبقه با قاب خمشی فولادی که ۶۰ درصد ستون های آن وارد زیرزمین شده است را درنظر می گیریم شکل (۵- ۱).



شکل (۵ -۱) : ساختمان ۸ طبقه در حالت ورود ۶۰ درصد ستون ها به زیرزمین

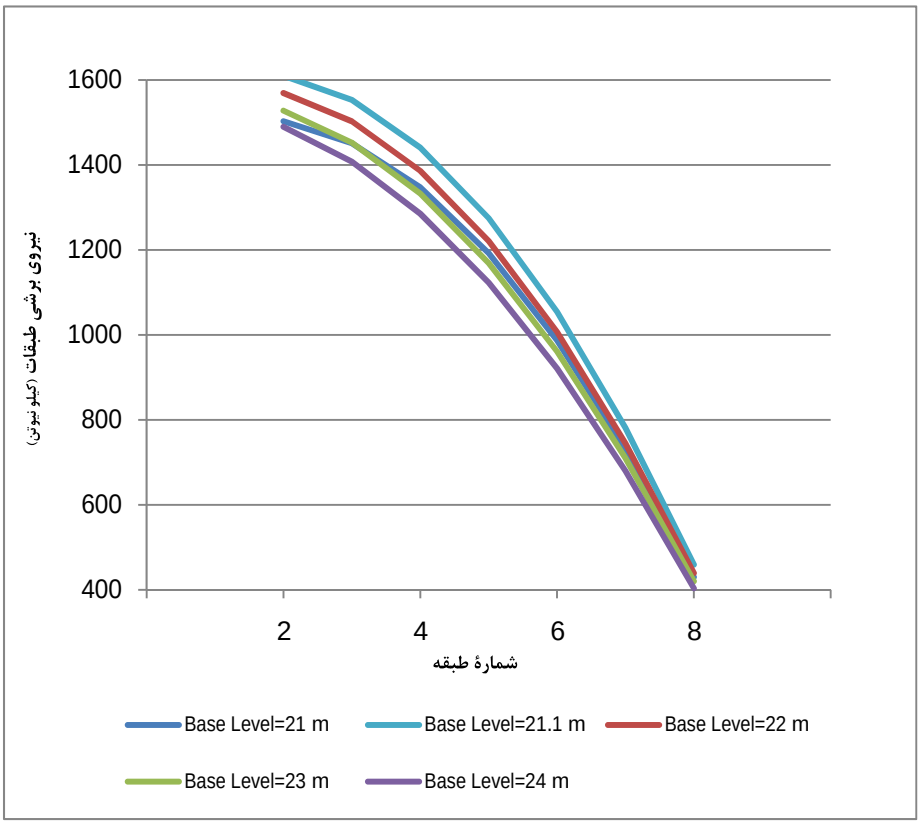
مشخصات سازه و خاک زیر آن در جدول شمارهٔ (۵-۱) آمده است.

جدول (۵ -۱) : مشخصات سازه و خاک برای ساختمان ۸ طبقه بر روی زمین نوع ۲

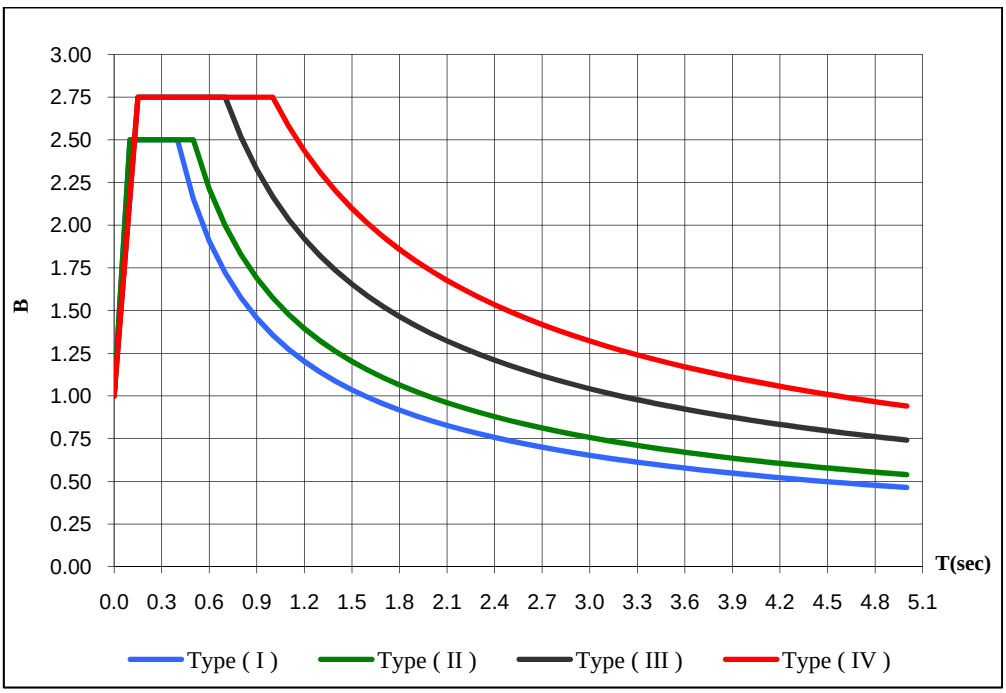
زمین نوع II	T_0	0.1
	TS	0.5
	S	1.5
خطر لرزه ای بسیار زیاد	A	0.35
مسکونی (اهمیت متوسط)	I	1
قاب خمشی متوسط فولادی	R	7

به راحتی با انجام تحلیل استاتیکی معادل می توان دریافت درصورتی که ترازپایه از ۲۴متر به سمت ۲۱ متر حرکت کند نیروی برشی طبقات چگونه تغییر خواهد کرد. شکل (۵-۲) میزان این تغییرات را نشان می دهد. با مشاهدهٔ شکل به راحتی می توان دریافت بر خلاف حالتی که تصور می شد که با افزایش ارتفاع تراز پایه و نزدیک شدن آن به کف زیرزمین نیروی برشی طبقات بیشتر می شود؛ بالعکس هر چه تراز پایه به کف زیرزمین نزدیکتر می شود نیروی برشی طبقات کاهش می یابد.

اگر بخواهیم علّت کاهش برش طبقه با افزایش ارتفاع تراز پایه را جویا شویم ابتدا می بایست نگاهی به طیف های بازتاب آیین نامهٔ ۲۸۰۰ بیاندازیم (شکل ۵-۳). همانطور که در شکل مشاهده می شود طیف بازتاب از سه قسمت تشکیل شده است که در قسمت ابتدایی با افزایش دورهٔ تناوب سازه ضریب بازتاب (B) افزایش، در قسمت میانی، بدون تغییر و در قسمت انتهایی طیف که شامل یک منحنی با شیب منفی است؛ با افزایش دورهٔ تناوب سازه ضریب بازتاب (B) کاهش می یابد. طبق روابط ارائه شده در آیین نامهٔ ۲۸۰۰ دورهٔ تناوب سازه با ارتفاع تراز پایه رابطهٔ مستقیم دارد. در صورتی که با تغییر ارتفاع تراز پایه، دورهٔ تناوب سازه در ناحیهٔ منحنی شکلِ نمودار طیف بازتاب جابجا شود، همواره با افزایش ارتفاع تراز پایه، ضریب بازتاب زلزله کاهش پیدا می کند. با کاهش ضریب بازتاب، برش پایه کاهش و به دنبال آن نیروی برشی طبقات کاهش می یابد.



شکل (۵ ۲) : نیروی برشی طبقات برای یک ساختمان ۸ طبقه در حالت ورود ۶۰ درصد ستون ها به زیرزمین فرض می شود سازه بر روی خاک نوع II قرار دارد.



شکل (۵ -۳) : طیف های بازتاب آیین نامهٔ ۲۸۰۰ برای چهار نوع خاک

علّت کاهش نیروی برشی طبقات را می توان در ۲ عامل خلاصه نمود:

۱- کاهش میزان نیروی برش پایه به علت کاهش ضریب بازتاب زلزله.

۲- به ازای مقادیر یکسان V، با افزایش مقدار h، مقدار F_i در اکثر طبقات فوقانی کاهش می یابد؛ کاهش نیروی وارد به طبقات فوقانی در مجموع برش تمامی طبقات را کاهش می دهد. به عبارت دیگر می توان گفت با افزایش ارتفاع تراز پایه (h)، ضریب $\frac{w_i h_i}{\sum w_j h_j}$ همواره باعث کاهش برش طبقات می شود.

$$F_i = (V - F_t)\frac{w_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} w_j h_j} \qquad (۱-۵)$$

اگر به نتایج دقت کنیم مشاهده خواهیم کرد هنگامی که تراز پایه دقیقاً هم تراز سقف زیرزمین در نظر گرفته می شود یک حرکت ناهماهنگ در نمودار ایجاد شده و برش طبقه ناگهان کاهش پیدا می کند. علّت این کاهش آن است که وقتی تراز پایه از روی سقف اول محاسبه می شود فرض می شود که نوسان سازه از روی سقف اول شروع شده و لذا منطقی است که جرم اولین سقف از فرمول محاسبه و توزیع برش پایه حذف شود(تعریف تراز پایه)؛ با حذف این جرم از محاسبات، نیروی برشی طبقات به طور چشمگیری کاهش پیدا می کند. با این کاهش مقدار برش طبقهٔ همکف و طبقهٔ آخر با حالتی که در آن تراز پایه بر روی فونداسیون قرار دارد برابر می شود؛ ولی همچنان در طبقات میانی برش طبقه در حالتی که تراز پایه بر روی فونداسیون قرار دارد کمتر است. طبق گفتهٔ آیین نامهٔ ۲۸۰۰ ایران در مواردی که اطراف زیرزمین دیوار حایل بتن مسلح وجود داشته باشد و این دیوارها با سازهٔ ساختمان یکپارچه ساخته شوند، به شرط کوبیده شدن خاک اطراف ساختمان می توان تراز پایه را نزدیکترین کف ساختمان به زمین کوبیده شده در نظر گرفت. از این رو یکی از تصمیماتی که در این شرایط می توان گرفت اجرای دیوار حایل در اطراف زیرزمین و کوبیدن خاک پشت آن است. با این کار تراز پایه به تراز سقف زیرزمین منتقل شده و نیروی برشی طبقات نسبت به حالات دیگر

مقداری کاهش پیدا می کند ولی همچنان مقدار آن از حالتی که در آن تراز پایه بر روی فونداسیون قرار دارد، کمی بیشتر می باشد. از شکل (۵-۲) تراز پایهٔ محافظه کارانه را می توان ترازی در نزدیکی سقف طبقهٔ اول در نظر گرفت؛ به گونه ای که در این تراز سقف اول نیز نوسان کرده و در محاسبهٔ نیروی زلزله مشارکت می کند.

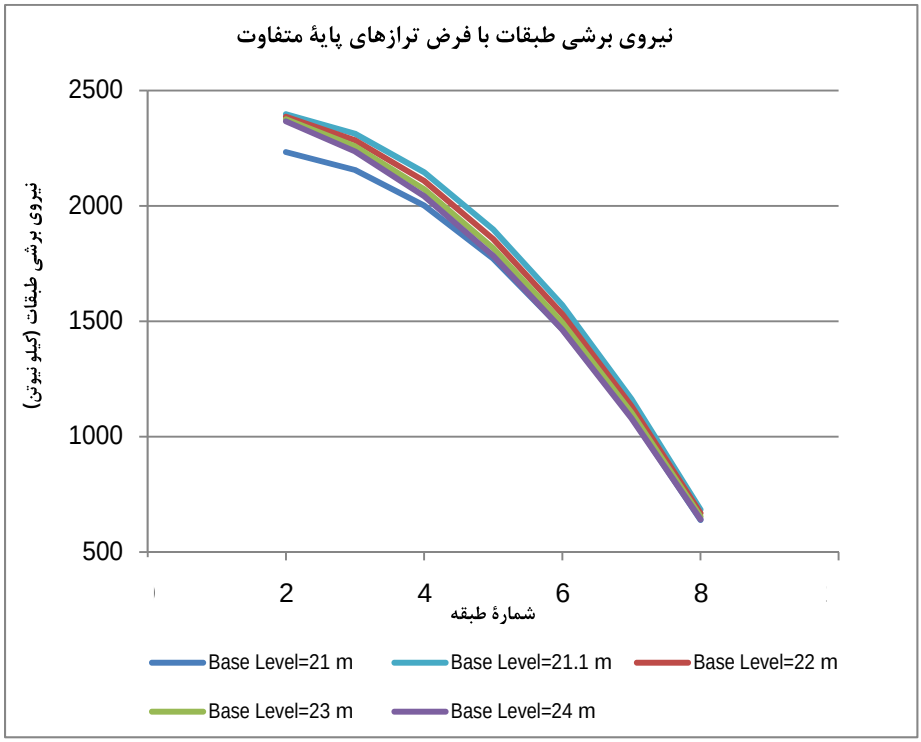
اکنون خاک محل را از تیپ ۲ به تیپ ۴ تغییر می دهیم، جدول (۵-۲) مشخصات خاک را نشان داده است.

جدول (۵-۲) : مشخصات سازه و خاک برای ساختمان ۸ طبقه بر روی زمین نوع ۴

زمین نوع IV	T_0	0.15
	TS	1
	S	1.75
خطر لرزه ای بسیار زیاد	**A**	0.35
مسکونی (اهمیت متوسط)	**I**	1
قاب خمشی متوسط فولادی	**R**	7

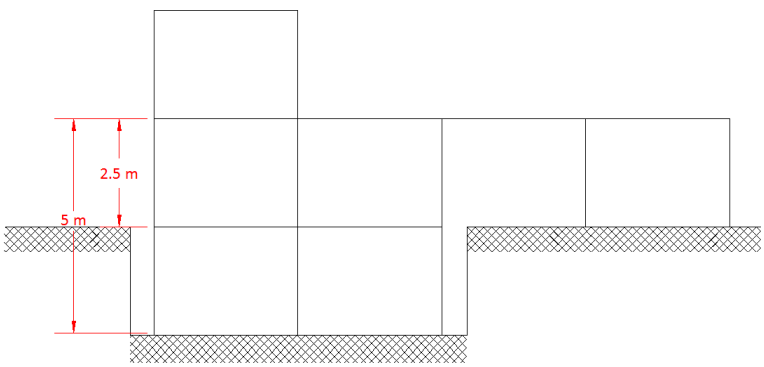
در حالت قرارگیری سازه بر زمین نوع ۴ ضریب بازتاب سازه در محدودهٔ میانی طیف (قسمت افقی) قرار می گیرد و با تغییر ارتفاع ترازپایه از ۲۱ به ۲۴ متر ضریب بازتاب (B) همواره برابر ۲/۷۵ می باشد. در این حالت نیز با افزایش ارتفاع ترازپایه و نزدیک شدن آن به کف زیرزمین از مقدار نیروی برشی طبقات، به مقدار اندکی کاسته می شود. همانطور که در شکل (۵-۴) ملاحظه می شود میزان تغییرات نیروی برشی طبقات نسبت به حالتی که سازه در محدودهٔ منحنی طیف بازتاب قرار می گرفت کمتر شده است. علّت آن این است که برای هر چهار تراز پایه نیروی برش پایه یکسان است و تنها عاملی که باعث کاهش نیروی برشی طبقات می شود؛ کم شدن حاصل رابطهٔ خطی توزیع نیرو در ارتفاع با افزایش ارتفاع تراز پایه می باشد. در این حالت هنگامی که تراز پایه از روی سقف زیرزمین محاسبه می شود نیروی برشی طبقات به طور چشمگیری نسبت به سایر حالات قرارگیری تراز پایه کاهش می یابد که این نتیجه می تواند تصمیم بر اجرای دیوار حایل و کوبیدن خاک پشت آن راجهت

بالا آوردن تراز پایه به تراز سقف زیرزمین کاملاً منطقی جلوه دهد.



شکل (۵ ۴) : نیروی برشی طبقات برای یک ساختمان ۸ طبقه در حالت ورود ۶۰ درصد ستون ها به زیرزمین فرض می شود سازه بر خاک نوع IV قرار دارد.

تنها در یک حالت با افزایش ارتفاع تراز پایه و نزدیک شدن آن به کف زیرزمین نیروی برشی طبقات افزایش می یابد و آن حالتی است که سازه در محدودهٔ ابتدایی طیف طرح واقع شود. شکل (۵-۵) یک سازهٔ ۱ طبقه با زیرزمین را نشان می دهد.



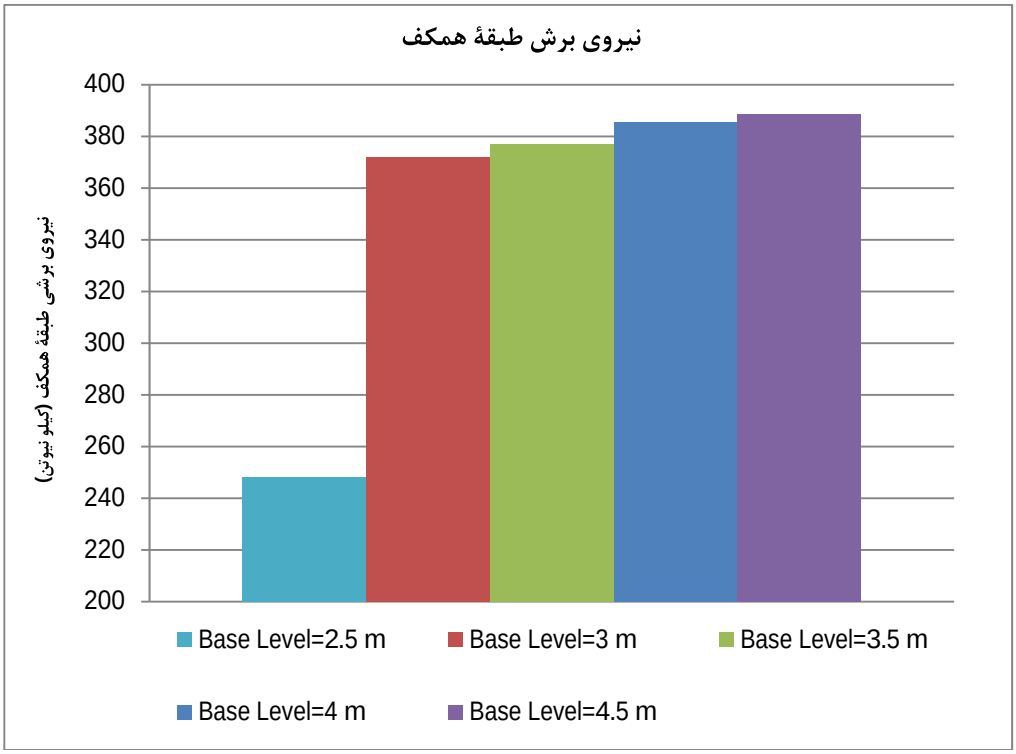
شکل (۵ -۵) : ساختمان یک طبقه دارای زیرزمین .

مساحت زیرزمین نصف مساحت پلان و ۶۰ درصد ستون ها را شامل می شود. وزن خرپشته به گونه ای است که طبقه محسوب نشده و تراز پایه از بام اندازه گیری می شود. جدول (۵-۳) مشخصات سازه و خاک محل ساخت را نشان می دهد

جدول (۵ ۳) : مشخصات سازه و خاک برای ساختمان ۱ طبقه بر روی زمین نوع ۴

زمین نوع IV	T_0	0.15
	TS	1
	S	1.75
خطر لرزه ای بسیار زیاد	**A**	0.35
مسکونی (اهمیت متوسط)	**I**	1
قاب بادبندی فولادی	**R**	6

اگر نیروی برشی طبقهٔ همکف را برای حالت های مختلف تراز پایه ترسیم کنیم مشاهده خواهیم کرد که با افزایش ارتفاع تراز پایه نیروی برش طبقه نیز افزایش می یابد شکل (۵-۶). بدیهی است علّت افزایش برش طبقه همراه با افزایش ارتفاع تراز پایه، قرارگیری دورهٔ تناوب ساختمان در محدودهٔ بالاروندهٔ طیف طرح است؛ در واقع با نزدیک شدن تراز پایه به کف زیرزمین، عامل اولِ مؤثر بر نیروی برشی طبقات باعث افزایش برش طبقه شده و اثر آن بیشتر از اثر کاهشی عامل دوم می باشد و در مجموع نیروی برشی طبقات افزایش می یابد. همانطور که مشاهده می شود در این حالت نیز در صورت اجرای دیوار حایل در اطراف زیرزمین و کوبیدن خاک پشت آن (انتقال تراز پایه به تراز سقف زیرزمین) به طرز چشمگیری می توانیم نیروی برشی طبقات را کاهش دهیم.



شکل (۵-۶) : نیروی برشی طبقهٔ همکف برای یک ساختمان ۱ طبقه در حالت ورود ۶۰ درصد ستون ها به زیرزمین فرض می شود سازه بر خاک نوع IV قرار دارد.

به طور کلی در باب تراز محافظه کارانه اینگونه می توان نتیجه گیری نمود:

۱- در شرایطی که اطراف زیرزمین از دیوار حایل استفاده کرده و خاک پشت آن را بکوبیم، تراز پایه به تراز سقف زیرزمین منتقل می شود. با این کار علاوه بر آنکه از محل تراز پایه اطلاع کامل داریم، نیروی طرح را نیز تا حدودی کاهش داده ایم و سازه سبک تر طراحی می شود. کاهش برش طبقه با اجرای دیوار حایل در شرایطی که سازه در محدودهٔ افقی و بالاروندهٔ طیف طرح قرار دارد چشمگیرتر است.

۲- در شرایطی که نخواهیم از دیوار حایل استفاده کنیم تراز پایه بسته به میزان اندرکنش بین خاک و دیوارهٔ زیرزمین و همچنین سایر پارامترهای سازهٔ دارای اختلاف تراز می تواند در ترازهای مختلف قرار گیرد؛ که در این حالت یا باید از محل واقعی تراز پایه آگاه باشیم و یا

اینکه به طور محافظه کارانه بحرانی ترین حالت را انتخاب کنیم. در حالتی که بخواهیم از تراز پایهٔ محافظه کارانه استفاده کنیم به این ترتیب عمل می کنیم:

- در صورتی که سازه در محدودهٔ افقی یا منحنی شکل طیف طرح قرار گیرد؛ بهتر است به شکل محافظه کارانه تراز پایه را کمی پایین تر از سقف زیرزمین در نظر بگیریم؛ به گونه ای که در این تراز سقف اول نوسان کرده و در محاسبهٔ نیروی زلزله دخالت داده می شود.
- در شرایطی که سازه در محدودهٔ بالاروندهٔ طیف طرح قرار گیرد؛ به شکل محافظه کارانه تراز پایه را بر روی فونداسیون در نظر می گیریم و برش طبقات را محاسبه و سازه را طراحی می کنیم.

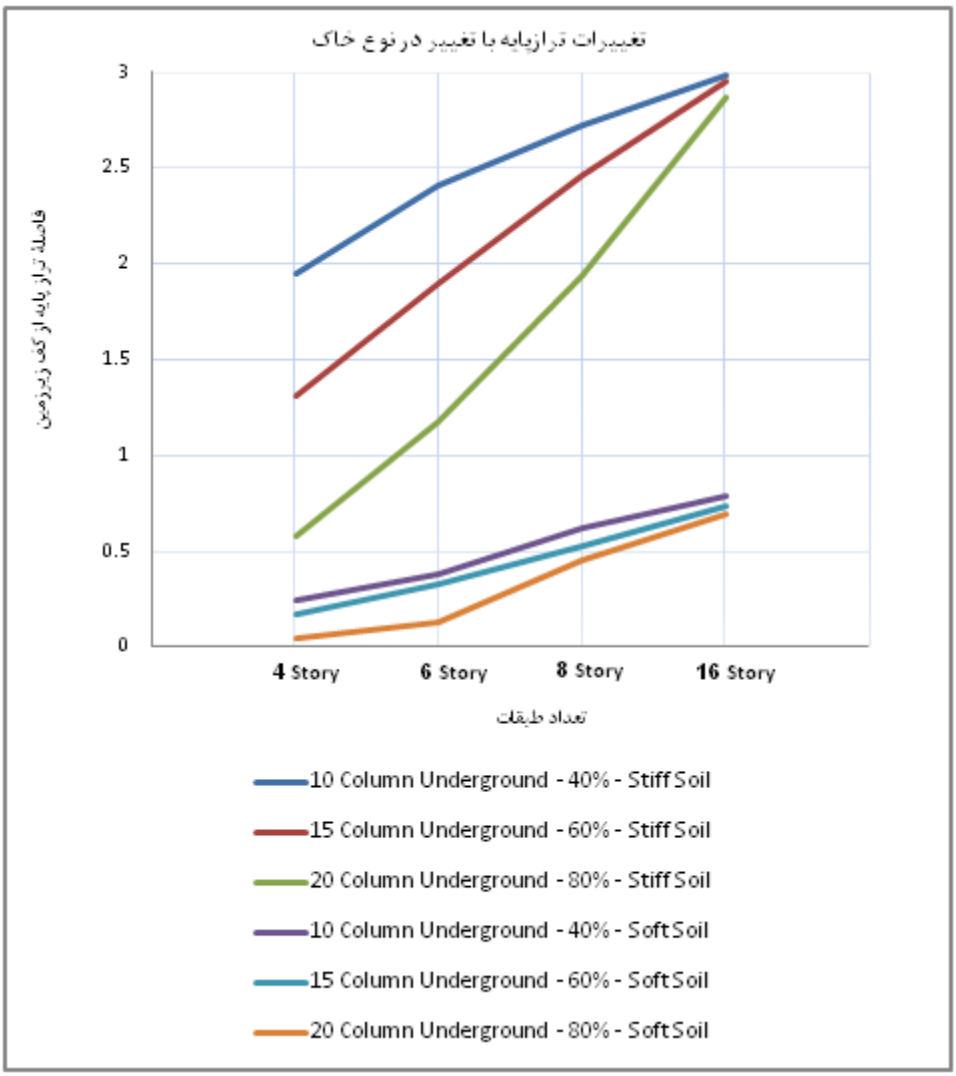
پس از آنکه مشخص شد چه زمان تراز بالا و چه زمان تراز پایین می تواند به عنوان تراز محافظه کارانه محسوب شود، لازم است به بررسی دقیق تر محل تراز پایه در کلیهٔ سازه ها پرداخته شود. در ابتدا تأثیر تغییر پارامترهایی از جمله: تغییر در نوع خاک، تعداد ستون های ورودی به زیرزمین، تعداد طبقات و تغییر مساحت پلان بر روی محل تراز پایه بررسی می شود و سپس محل تراز پایهٔ پیشنهادی در مدل های مختلف ارائه می گردد.

۵ -۳ - تأثیر نوع خاک

در ابتدا تأثیر نوع خاک را در محل قرارگیری تراز پایه بررسی می کنیم. برای این منظور یک بار مدل ها را بر روی خاک سخت و دیگر بار بر روی خاک نرم آنالیز و نتایج را با هم مقایسه می نماییم. مدل های در نظر گرفته شده برای مقایسه، کلیهٔ مدل های ۴، ۶، ۸ و ۱۶ طبقه با مساحت پلان ۲۵۶ مترمربع (چهار دهانه در چهار دهانهٔ ۴متری) می باشند؛ در مرحلهٔ اول تمامی مدل های فوق با فرض حالتی که در آن ۴۰ درصد ستون ها وارد زیرزمین شده اند بر روی هر دو خاک نرم و سخت آنالیز شده و نتایج با هم مقایسه می شوند؛ در مرحله های بعد همان مدل ها این بار با فرض ۶۰ و ۸۰ درصد ورود ستون ها به زیرزمین و در همان شرایط آنالیز می شوند. شرایط آنالیز برای تمامی مدل ها یکسان درنظر گرفته شده است؛ و فقط نوع خاک تغییر می کند. نتیجهٔ آنالیز در نمودار (۵-۷) نشان داده شده است. نمودار به وضوح روشن می نماید که نوع خاک تأثیر زیادی بر محل تراز پایه می گذارد و همواره با سخت شدن خاک محل تراز پایه به سطح زمین نزدیک می شود و بلعکس با نرم شدن خاک تراز پایه در نزدیکی کف زیرزمین جای می گیرد.

هنگامی که سازه بر روی خاک سخت قرار دارد محل تراز پایه می تواند تحت تأثیر تعداد طبقات و یا تعداد ستون های ورودی به زیرزمین به طور محسوسی تغییر کند امّا نتایج به وضوح نشان می دهد هنگامی که سازه بر روی خاک نرم قرار می گیرد؛ تأثیر خاک نرم آنقدر زیاد می شود که با تغییر در تعداد طبقات یا حتی تعداد ستون های ورودی به زیرزمین، محل تراز پایه جابجایی چشمگیری نداشته و همواره در همسایگی کف زیرزمین قرار دارد. هنگام قرارگیری سازه بر خاک سخت، تنها در یک مورد چنین رفتاری مشاهده می شود، و آن هنگامی است که تعداد طبقات سازه افزایش می یابد (۱۲ طبقه به بالا). در چنین حالتی رفتار تراز پایه شبیه زمانی است که سازه برخاک نرم قرار گرفته است؛ یعنی تعداد ستون های ورودی به زیرزمین و همچنین تعداد طبقات تأثیری بر محل تراز پایه ندارند و تراز پایه همواره در نزدیکی سطح زمین(سقف زیرزمین) قرار می گیرد.

نکتهٔ دیگری که در مورد تأثیر خاک به چشم می خورد این است که هنگام وجود خاک نرم، یک نامنظمی در جواب ها مشاهده می شود. با مشاهدهٔ نمودارهایی که در ادامه آورده خواهد شد و همچنین نمودار شکل (۵-۷) به راحتی می توان دریافت که برای خاک سخت جواب ها از یک نظم و الگوی تقریباً مشخصی پیروی می کنند در حالی که هنگام وجود خاک نرم واقعاً نمی توان الگوی از پیش تعیین شده ای را مشخص نمود که البته این مسئله دور از انتظار نبوده و با طبیعت خاک نرم سازگاری دارد.



شکل (۵ ۷) : تأثیر نوع خاک بر محل تراز پایه

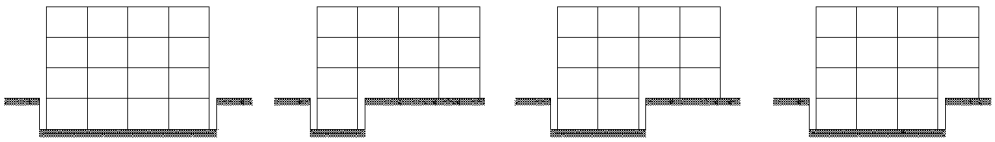
۵ -۴ - تأثیر تعداد ستون های ورودی به زیرزمین

در این قسمت محل تراز پایه را با تغییر در تعداد ستون های ورودی به زیرزمین مورد بررسی قرار می دهیم. برای این منظور از مدل های ساختمان ۴، ۶، ۸ و ۱۶ طبقه با مساحت پلان ۲۵۶ مترمربع (چهار دهانه در چهار دهانهٔ ۴متری) استفاده می کنیم. شرایط آنالیز برای تمامی مدل ها یکسان است؛ به عبارت دیگر تمامی متغییرها برای مدل های یک گروه ثابت درنظر گرفته شده و صرفاً تعداد ستون های ورودی به زیرزمین تغییر می کند. شکل شمارهٔ (۵-۸) گروه های آنالیز شده برای انجام مقایسه را نشان می دهد. مقایسه ها یک بار برای خاک سخت و بار دیگر برای خاک نرم انجام گرفته است. نتایج بدست آمده را می توان در اشکال شمارهٔ (۵-۹) و (۵-۱۰) مشاهده نمود.

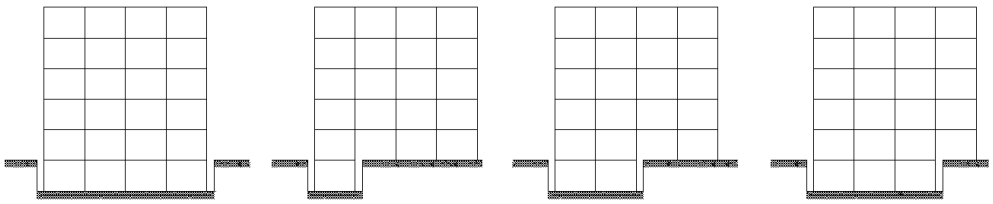
۵ -۴ -۱ بررسی نتایج آنالیز بر روی خاک سخت

با مشاهدهٔ نمودارها می توان دریافت که برای تمامی مدل ها با افزایش درصد ورود ستون ها به زیرزمین همواره تراز پایه به کف زیرزمین نزدیک می شود. بر روی خاک سخت با افزایش تعداد طبقات شیب نمودار کاهش پیدا می کند؛ این نشان می دهد هرچه تعداد طبقات ساختمان بیشتر باشد، با تغییر در تعداد ستون های ورودی به زیرزمین، محل تراز پایه تغییرات کمتری خواهد داشت. جدول شمارهٔ (۵-۴) را ملاحظه فرمایید. در آنالیز مدل های ۴ طبقه، برای حالت های مختلف ورود ستون ها به زیرزمین، اختلاف بین بالاترین و پایین ترین تراز بدست آمده حدود ۱/۳۷ متر می باشد؛ در حالی که برای ساختمان ۸ طبقه همین مقدار به ۷۹ سانتی متر می رسد. با افزایش تعداد طبقات این اختلاف کمتر نیز می شود به طوری که به برای ساختمان ۱۶ طبقه اختلاف بین بالاترین و پایین ترین تراز بدست آمده به ۱۰ سانتی متر کاهش می یابد. در واقع می توان گفت در ساختمان های نیمه بلند و بلند قرار گرفته بر خاک های سخت، تعداد ستون های ورودی به زیرزمین تأثیری بر محل تراز پایه ندارد و در این ساختمان ها تراز پایه همواره در نزدیکی سطح زمین (سقف زیرزمین) قرار می

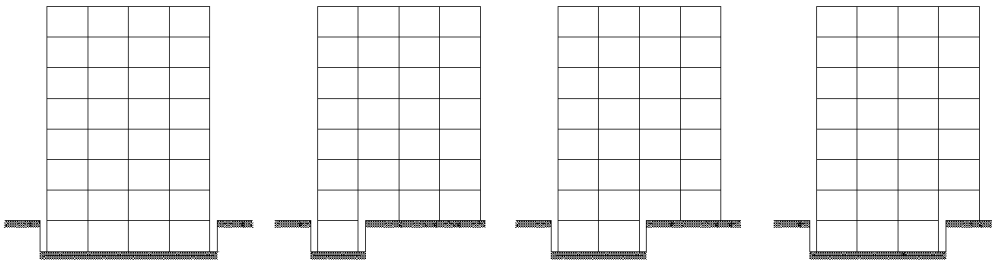
گیرد؛ از طرف دیگر در ساختمان های کوتاه که معمولاً بیشتر رایج هستند؛ تعداد ستون های ورودی به زیرزمین تاحدودی از اهمیت بیشتری برخوردار بوده و می تواند تراز پایه را در حد قابل توجهی جابجا نماید.



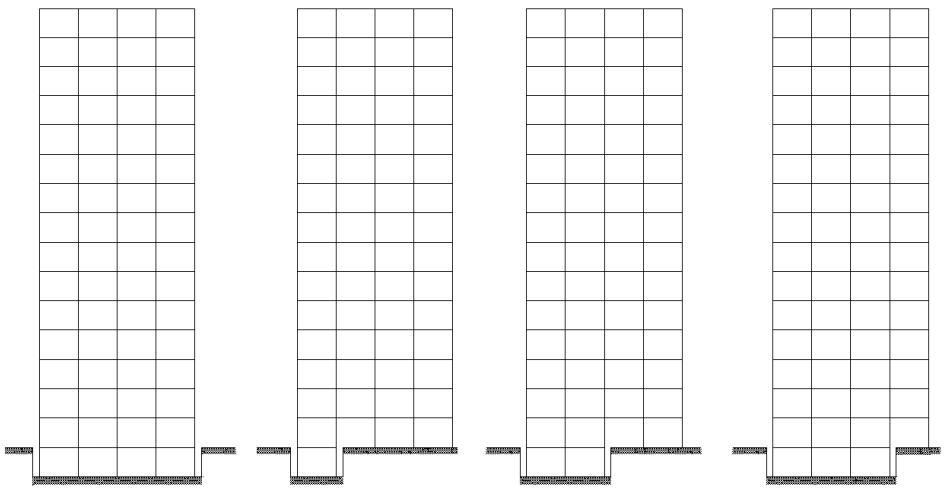
گروه ۱: حالت های ۴۰، ۶۰ و ۸۰ درصد ورود ستون ها به زیرزمین برای ساختمان ۴ طبقه



گروه ۲: حالت های ۴۰، ۶۰ و ۸۰ درصد ورود ستون ها به زیرزمین برای ساختمان ۶ طبقه

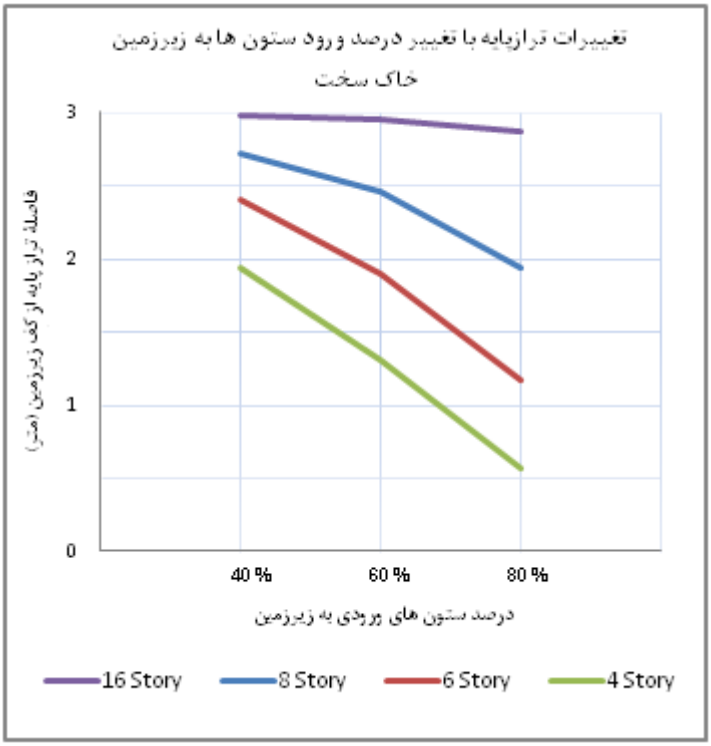


گروه ۳: حالت های ۴۰، ۶۰ و ۸۰ درصد ورود ستون ها به زیرزمین برای ساختمان ۸ طبقه



گروه ۴: حالت های ۴۰، ۶۰ و ۸۰ درصد ورود ستون ها به زیرزمین برای ساختمان ۱۶ طبقه

شکل (۵ ۸) : چهار گروه آنالیزی برای تعیین تأثیر تعداد ستون های ورودی به زیرزمین بر محل تراز پایه



شکل (۵ -۹) : تأثیر تعداد ستون های ورودی به زیرزمین بر محل تراز پایه بر روی خاک سخت

جدول (۵ -۴) : مقادیر عددی نمودار شکل (۵ -۹)

	درصد ورود ستون ها به زیرزمین	فاصلهٔ تراز پایه از کف زیرزمین (متر)	حداکثر تغییرات تراز پایه (متر)
ساختمان ۴ طبقه خاک سخت	10 Column Underground - 40%	1.94	1.37
	15 Column Underground - 60%	1.31	
	20 Column Underground - 80%	0.57	

	درصد ورود ستون ها به زیرزمین	فاصلهٔ تراز پایه از کف زیرزمین (متر)	حداکثر تغییرات تراز پایه (متر)
ساختمان ۸ طبقه خاک سخت	10 Column Underground - 40%	2.72	0.79
	15 Column Underground - 60%	2.46	
	20 Column Underground - 80%	1.93	

	درصد ورود ستون ها به زیرزمین	فاصلهٔ تراز پایه از کف زیرزمین (متر)	حداکثر تغییرات تراز پایه (متر)
ساختمان ۱۶ طبقه خاک سخت	10 Column Underground - 40%	2.98	0.11
	15 Column Underground - 60%	2.95	
	20 Column Underground - 80%	2.87	

۵ -۴ -۲ - بررسی نتایج آنالیز ساختمان بر روی خاک نرم

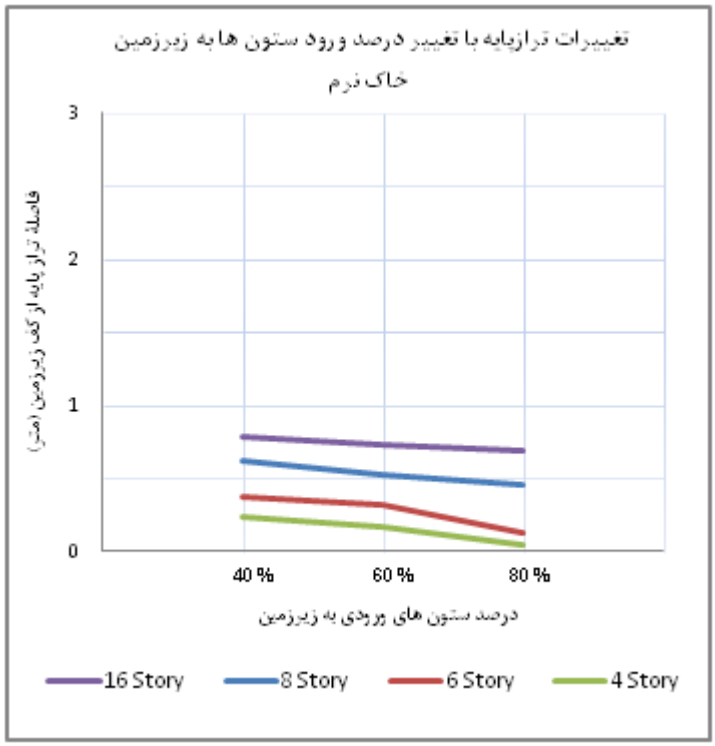
نتایج آنالیز بر روی خاک نرم نیز نشان می دهد که با افزایش درصد ورود ستون ها به زیرزمین همواره تراز پایه به کف زیرزمین نزدیک می شود؛ با این تفاوت که بر روی خاک نرم، آهنگ پایین آمدن تراز پایه با افزایش تعداد ستون های ورودی به زیرزمین نسبت به خاک سخت نامنظم تر بوده و تا حدودی غیرقابل پیش بینی است. جالب است که حتی با وجود نامنظمی جواب ها، در این حالت نیز همانند خاک سخت با افزایش تعداد طبقات شیب نمودار کاهش پیدا می کند؛ در واقع در حالت قرارگیری سازه بر خاک نرم نیز هرچه تعداد طبقات ساختمان بیشتر شود، با تغییر در تعداد ستون های ورودی به زیرزمین، محل تراز پایه تغییرات کمتری خواهد داشت؛ البته در این حالت در سازه های کوتاه نیز تراز پایه با تغییر در تعداد ستون های ورودی به زیرزمین، تغییرات زیادی نمی کند که این به دلیل اثرگذاری زیاد خاک نرم بر روی نتایج می باشد. مجموعهٔ جداول شمارهٔ (۵-۵) را ملاحظه فرمایید.

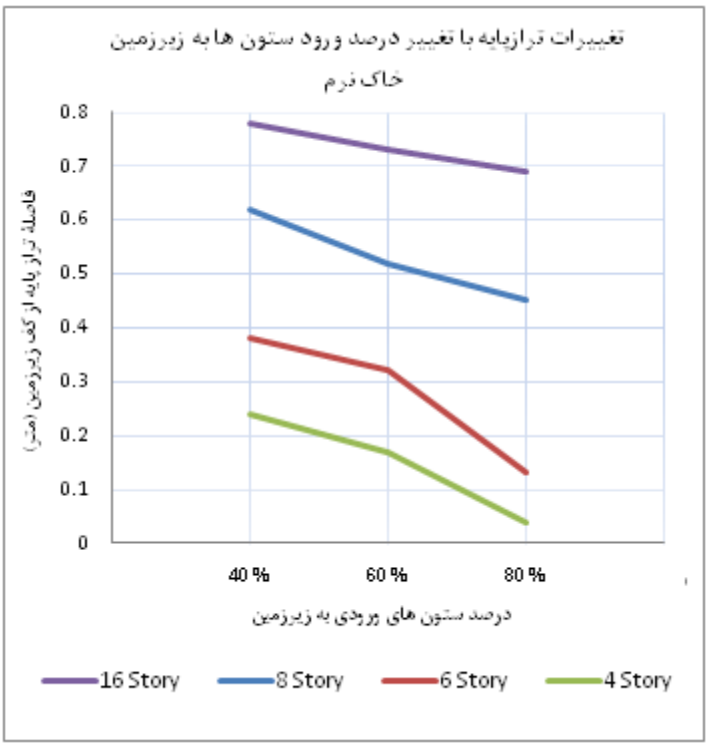
جدول (۵ -۵) : مقادیر عددی نمودار شکل (۵ -۱۰)

	درصد ورود ستون ها به زیرزمین	فاصلهٔ تراز پایه از کف زیرزمین (متر)	حداکثر تغییرات تراز پایه (متر)
ساختمان۴ طبقه خاک نرم	10 Column Underground - 40%	0.24	0.2
	15 Column Underground - 60%	0.17	
	20 Column Underground - 80%	0.04	

	درصد ورود ستون ها به زیرزمین	فاصلهٔ تراز پایه از کف زیرزمین (متر)	حداکثر تغییرات تراز پایه (متر)
ساختمان۸ طبقه خاک نرم	10 Column Underground - 40%	0.62	0.17
	15 Column Underground - 60%	0.52	
	20 Column Underground - 80%	0.45	

	درصد ورود ستون ها به زیرزمین	فاصلهٔ تراز پایه از کف زیرزمین (متر)	حداکثر تغییرات تراز پایه (متر)
ساختمان۱۶ طبقه خاک نرم	10 Column Underground - 40%	0.78	0.09
	15 Column Underground - 60%	0.73	
	20 Column Underground - 80%	0.69	





شکل (۵ ۰۴) : تأثیر تعداد ستون های ورودی به زیرزمین بر محل تراز پایه بر روی خاک نرم

۵ -۴ -۳ - نتیجه گیری

۱- بر روی هر خاکی با افزایش تعداد ستون های ورودی به زیرزمین، تراز پایه به کف زیرزمین نزدیک می شود.

۲- در ساختمان های نیمه بلند و بلند قرار گرفته بر خاک سخت، تعداد ستون های ورودی به زیرزمین تأثیری بر محل تراز پایه نداشته و تغییری در محل آن ایجاد نمی کنند و می توان برای این گونه ساختمان ها، بدون درنظر گرفتن تعداد ستون های ورودی به زیرزمین ترازی را به عنوان تراز پایه معرفی نمود که در انتهای این فصل این تراز پیشنهاد خواهد شد. از طرف دیگر در ساختمان های کوتاه که معمولاً بیشتر رایج هستند؛ تعداد ستون های ورودی به زیرزمین تاحدی از اهمیت بیشتری برخوردار بوده و می توانند تراز پایه را در حد قابل توجهی جابجا نماید.

۳- برای حالتی که ساختمان بر روی خاک نرم بنا شده باشد، محل تراز پایه متأثر از تعداد ستون های ورودی به زیرزمین نیست و با تغییر در درصد ورود ستون ها به زیرزمین تراز پایه به طور قابل ملاحظه ای جابجا نمی شود.

۵ -۵ تأثیر تعداد طبقات

برای تعیین تأثیر تعداد طبقات ساختمان بر محل تراز پایه از مدل ساختمان های ۴، ۶، ۸ و ۱۶ طبقه با مساحت پلان ۲۵۶ مترمربع (چهار دهانه در چهار دهانهٔ ۴متری) استفاده می کنیم. در این قسمت در حالتی که تعداد ستون های ورودی به زیرزمین و سایر متغییرها برای تمام مدل ها ثابت درنظر گرفته شده است، با تغییر در تعداد طبقات، محل تراز پایه برای مدل ها محاسبه می شود. به این ترتیب می توان تأثیر تعداد طبقات ساختمان را بر روی محل تراز پایه در ساختمان هایی که دارای زیرزمین هستند بدست آورد. تأثیر تعداد طبقات ساختمان بر محل تراز پایه در سه حالت ورود

۴۰ درصد ستون ها به زیرزمین (۱۰ ستون)، ورود ۶۰ درصد ستون ها به زیرزمین (۱۵ ستون) و ورود ۸۰ درصد ستون ها به زیرزمین (۲۰ ستون) بررسی شده است. شکل شمارهٔ (۵-۱۱) گروه های مورد بررسی را نشان می دهد. مدل ها یک بار بر روی خاک نرم و دیگر بار بر روی خاک سخت آنالیز شده اند. اشکال شمارهٔ (۵-۱۲) و (۵-۱۳) به ترتیب نتایج بدست آمده را به تصویر می کشند.

۵ -۵ ۱-- بررسی نتایج آنالیز ساختمان بر روی خاک سخت

در حالت قرارگیری ساختمان بر روی خاک سخت، سرعت حرکت رو به بالای تراز پایه، با افزایش تعداد طبقات ساختمان قابل توجه می باشد. نتایج حاصل از آنالیز مدل ها بر روی خاک سخت نشان می دهد همواره با افزایش تعداد طبقات، تراز پایه به سمت بالا حرکت می کند و به سطح زمین (سقف زیرزمین) نزدیک می شود. در حالتی که تعداد طبقات سازه زیاد باشد و سازه عملاً جزء ساختمان های نیمه بلند و بلند محسوب شود، تراز پایه کاملاً در همسایگی سطح زمین قرار می گیرد. مثلاً برای ساختمان ۱۶ طبقه در هر سه حالت ورود ۴۰، ۶۰ و ۸۰ درصد ستون ها به زیرزمین، تراز پایه تقریباً در نزدیکی سطح زمین قرار می گیرد. این مسئله بیشتر به دلیل لاغر شدن هندسهٔ ساختمان و به دنبال آن کاهش تأثیر سختی طبقهٔ زیرزمین در تعیین محل تراز پایه اتفاق می افتد.

با مشاهدهٔ شکل شمارهٔ (۵-۱۳) به راحتی می توان دریافت با کم شدن درصد ورود ستون ها به زیرزمین، تأثیر تعداد طبقات در محل تراز پایه کمتر می شود. لطفاً مجموعهٔ جداول شمارهٔ (۵-۶) را ملاحظه فرمایید. همانطور که از جداول پیداست برای حالت ۸۰ درصد ورود ستون ها به زیرزمین تراز پایه با افزایش طبقات ساختمان از ۴ طبقه به ۸ طبقه حدود ۱/۳۶متر و با افزایش طبقات از ۴ به ۱۶ طبقه حدود ۲/۳ متر بالا می رود؛ در حالی که برای حالت ۴۰ درصد ورود ستون ها به زیرزمین، تراز پایه با افزایش طبقات ساختمان از ۴ به ۸ طبقه حدود ۰/۸متر و با افزایش طبقات از ۴ به ۱۶ طبقه حدود ۱ متر بالا می رود. این نتیجه نشان می دهد که هر چه تعداد ورود ستون ها به زیرزمین کمتر باشد، تغییر در تعداد طبقات، تراز پایه را کمتر جابجا می کند و بلعکس.

جدول (۵ -۶) : مقادیر عددی نمودار شکل (۵ -۱۳)

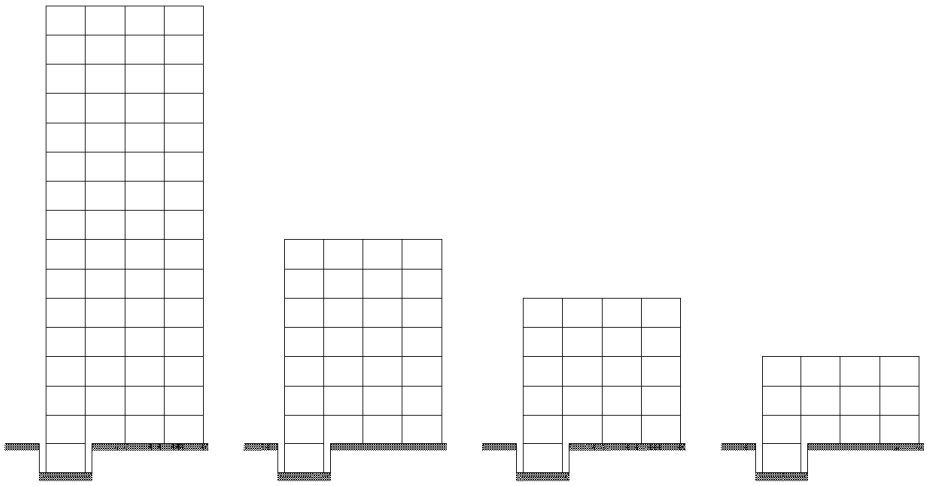
خاک سخت	تعداد طبقات	فاصلهٔ تراز پایه از کف زیرزمین (متر)	حداکثر تغییرات تراز پایه (متر)
10 Column Underground 40%	4 Story	1.94	1.04
	6 Story	2.4	
	8 Story	2.72	
	16 Story	2.98	

خاک سخت	تعداد طبقات	فاصلهٔ تراز پایه از کف زیرزمین (متر)	حداکثر تغییرات تراز پایه (متر)
15 Column Underground 60%	4 Story	1.31	1.64
	6 Story	1.89	
	8 Story	2.46	
	16 Story	2.95	

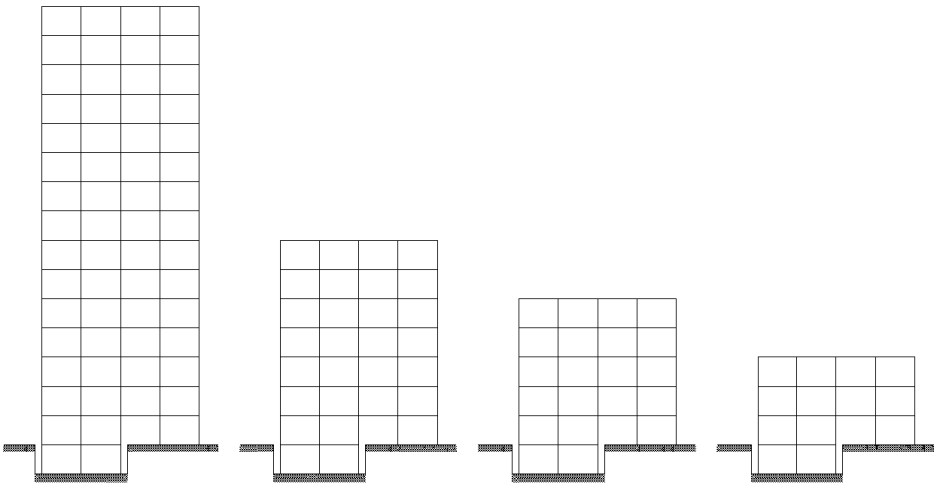
خاک سخت	تعداد طبقات	فاصلهٔ تراز پایه از کف زیرزمین (متر)	حداکثر تغییرات تراز پایه (متر)
20 Column Underground 80%	4 Story	0.57	2.3
	6 Story	1.17	
	8 Story	1.93	
	16 Story	2.87	

۵ -۵ ۲- بررسی نتایج آنالیز ساختمان بر روی خاک نرم

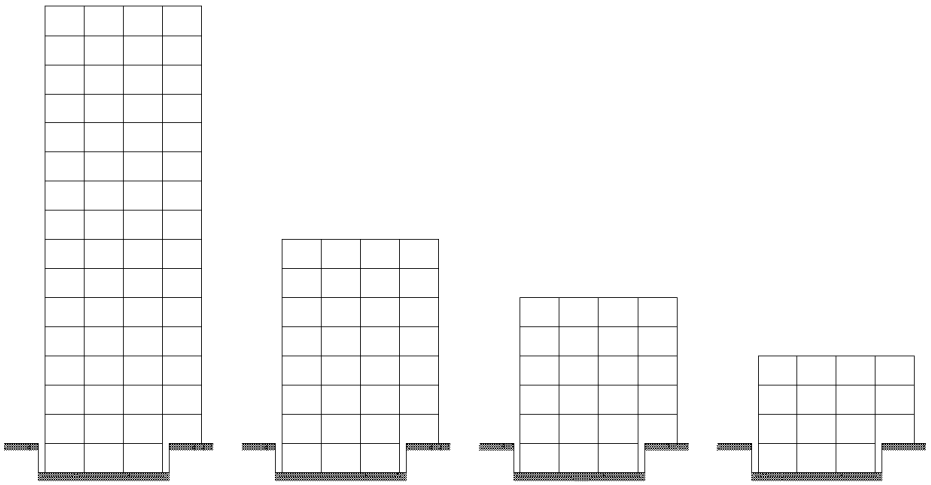
در این قسمت نیز همانند قسمت قبل یک نامنظمی در جواب ها به چشم می خورد. هنگام قرارگیری ساختمان بر روی خاک نرم، محل تراز پایه پیش از آنکه تحت تأثیر تعداد طبقات قرار گیرد متأثر از نوع خاک می باشد؛ به گونه ای که با نرم شدن خاک، محل تراز پایه با تغییر در طبقات ساختمان از ۴ به ۱۶ طبقه حداکثر ۷۰ سانتی متر جابجا می شود. ناگفته نماند در این حالت اگرچه نرخ تغییرات تراز پایه با تغییر در تعداد طبقات ساختمان، بسیار اندک است امّا بازهم حرکت رو به بالای تراز پایه با افزایش در تعداد طبقات سازه قابل تشخیص می باشد.



گروه ۱: مجموعهٔ ساختمان های ۴،۶،۸ و ۱۶ طبقه برای حالت ورود ۴۰ درصد ستون ها به زیرزمین

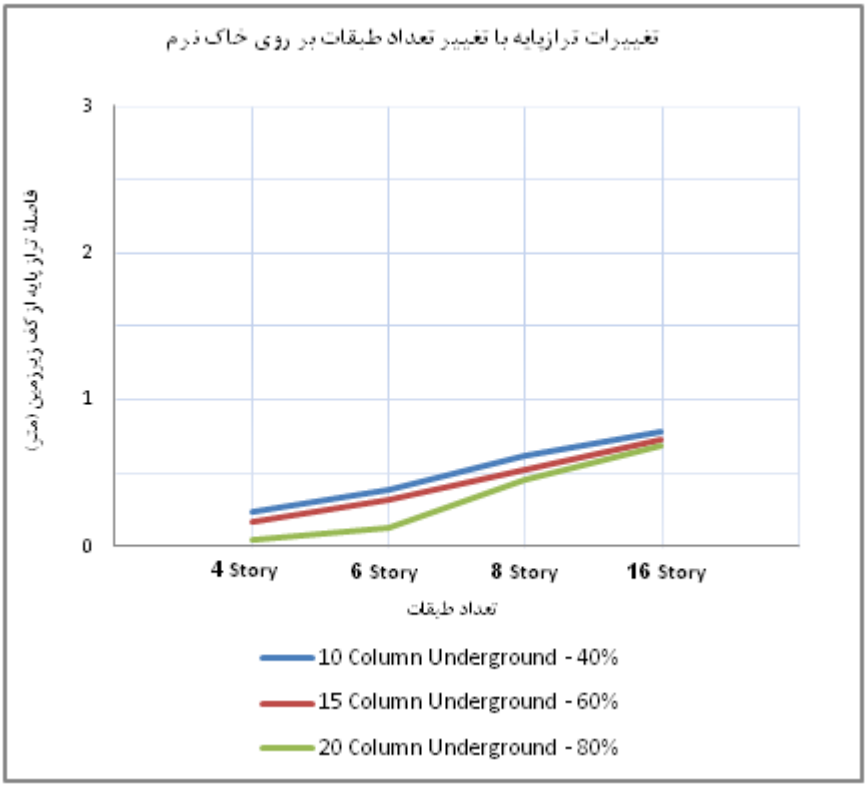


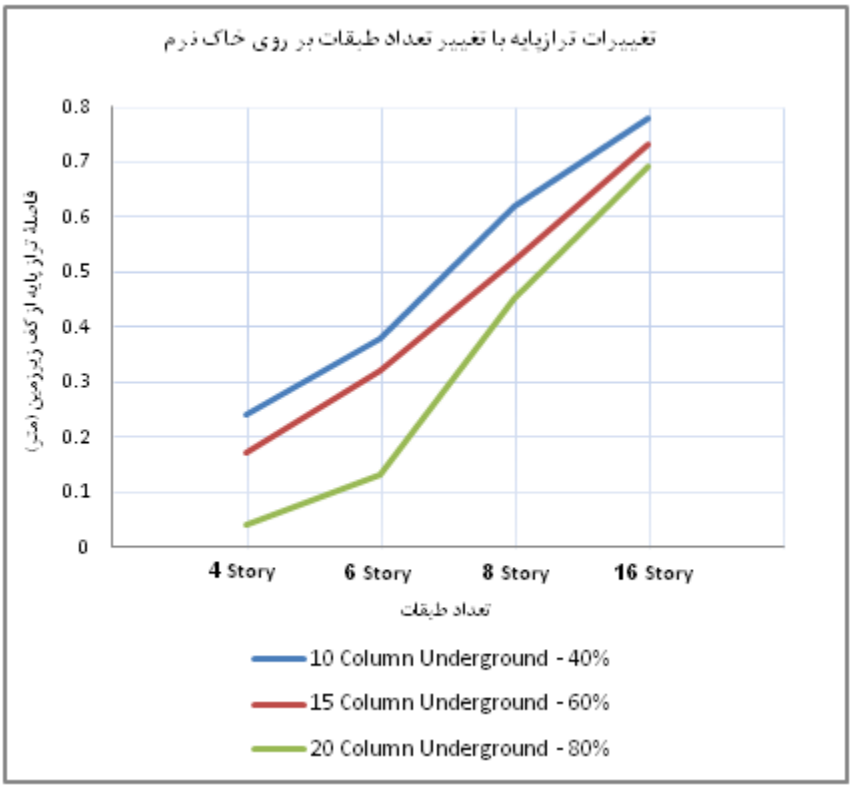
گروه ۲: مجموعهٔ ساختمان های ۴،۶،۸ و ۱۶ طبقه برای حالت ورود ۶۰ درصد ستون ها به زیرزمین



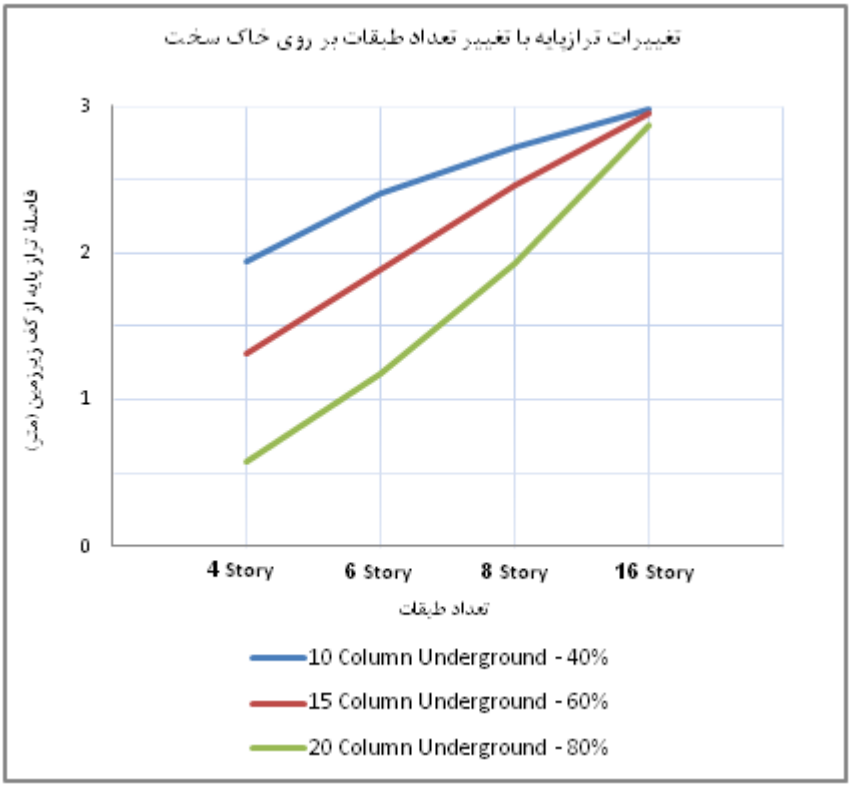
گروه ۳: مجموعهٔ ساختمان های ۴،۶،۸ و ۱۶ طبقه برای حالت ورود ۸۰ درصد ستون ها به زیرزمین

شکل (۵ -۱۱) : سه گروه درنظرگرفته شده برای آنالیز جهت بررسی تأثیر طبقات بر محل تراز پایه





شکل (۵-۱۲) : تأثیر تعداد طبقات ساختمان بر محل تراز پایه بر روی خاک نرم



شکل (۵-۱۳) : تأثیر تعداد طبقات ساختمان بر محل تراز پایه بر روی خاک سخت

۵-۵ ۳ نتیجه گیری

۱- چه برای خاک سخت و چه برای خاک نرم همواره با افزایش تعداد طبقات، تراز پایه به سمت بالا (سقف زیرزمین) حرکت می کند. در خاک سخت این حرکت کاملاً مشهود و قابل لمس است در حالی که برای خاک نرم با تغییر در تعداد طبقات، تغییر محل تراز پایه اندک بوده و می توان گفت محل تراز پایه تا حدودی مستقل از تعداد طبقات سازه می باشد.

۲- هنگامی که تعداد طبقات ساختمان افزایش می یابد؛ به گونه ای که می توان سازه را نیمه بلند یا بلند قلمداد کرد، تراز پایه برای حالتی که سازه روی خاک سخت قرار دارد، در تمامی حالات در همسایگی سطح زمین قرار می گیرد.

۳- هنگامی که ساختمان بر خاک سخت قرار دارد با کم کردن درصد ورود ستون ها به زیرزمین (کمتر از ۴۰ درصد)، تأثیر تعداد طبقات سازه در محل تراز پایه تا حدودی کمتر شده و

عملاً می توان برای درصدهای پایین تر، بدون درنظر گرفتن تعداد طبقات سازه، ترازی را به عنوان تراز پایه برای آن درصد خاص تعریف کرد.

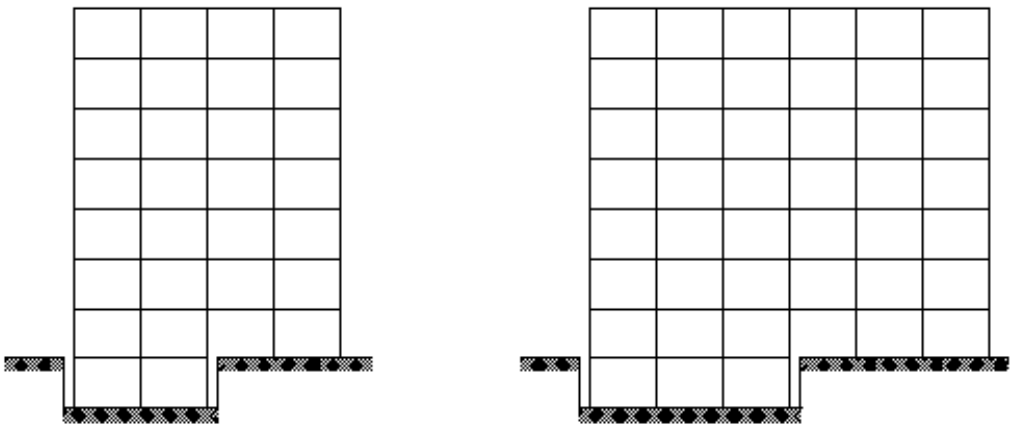
۵ -۶ - تأثیر مساحت پلان

در این بخش تأثیر مساحت پلان ساختمان را بر محل تراز پایه مورد بررسی قرار می دهیم. آیا با افزایش یا کاهش مساحت پلان تراز پایه جابجا می شود؟ این سؤالی است که در انتهای این قسمت به آن جواب داده خواهد شد. برای بررسی تأثیر مساحت پلان از مدل های ساختمان ۴، ۶ و ۸ طبقه استفاده کرده ایم. مدل ها یک بار با مساحت پلان ۲۵۶ مترمربع (چهار دهانه در چهار دهانهٔ ۴متری) و بار دیگر با مساحت پلان ۵۷۶ مترمربع (شش دهانه در شش دهانهٔ ۴متری) تحت آنالیز قرار گرفته اند. شرایط آنالیز برای تمامی مدل ها یکسان درنظر گرفته شده اند؛ به عبارت دیگر تمامی متغییرها، برای مدل های یک گروه ثابت درنظر گرفته شده است و فقط مساحت پلان تغییر می کند. برای آنکه متغییر درصد ورود ستون ها به زیرزمین در دو حالت یکسان شود، در مدل ۴ دهانه از حالتی که در آن ۱۵ عدد ستون به زیرزمین وارد شده اند یعنی ورود ۶۰ درصد ستون ها به زیرزمین، و برای مدل های ۶ دهانه از حالت ورود ۲۸ عدد ستون به زیرزمین یا به بیان دیگر ورود ۵۷ درصد ستون ها به زیرزمین استفاده و در انتها تراز پایهٔ بدست آمده از دو حالت با یکدیگر مقایسه شده است. شکل (۵-۱۴) گروه های آنالیز شده در این قسمت را نشان می دهد که با توجه به تعداد طبقات به سه گروه تقسیم شده اند. نتایج بدست آمده در انتهای آنالیز در نمودار شکل (۵-۱۵) و مقادیر عددی آن در جدول شمارهٔ (۵-۷) آورده شده است.

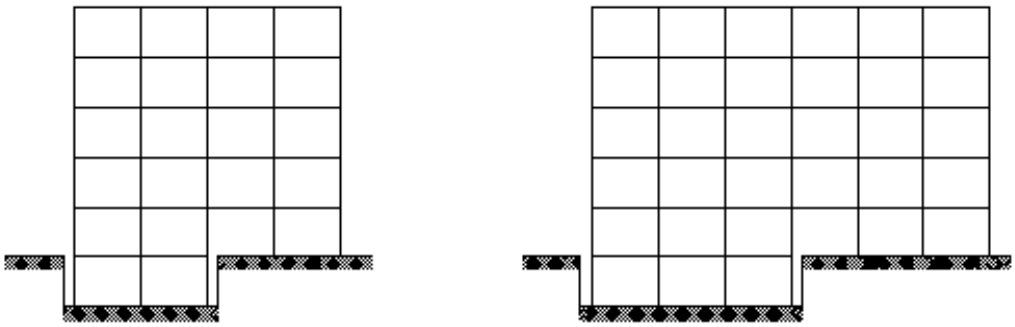
جدول (۵ -۷) : مقادیر عددی نمودار شکل (۵ -۱۵)

مشخصات مدل	تعداد طبقات	فاصلهٔ تراز پایه از کف زیرزمین (متر)
4x4 Span - 15 Column Underground - 60%	4 Story	1.31
	6 Story	1.89
	8 Story	2.46
6x6 Span - 28 Column Underground - 57%	4 Story	1.25
	6 Story	1.74
	8 Story	2.27

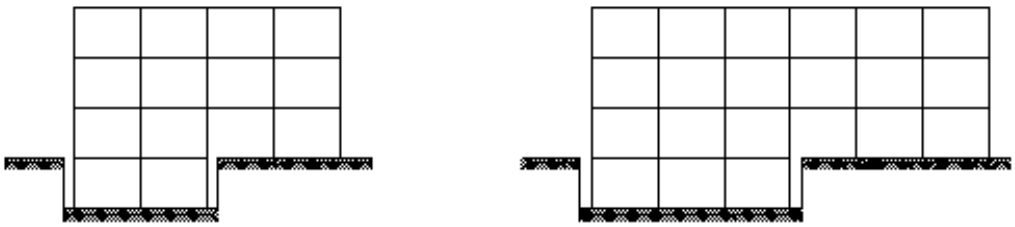
نتایج به وضوح روشن می نماید که تغییر در مساحت پلان نمی تواند بر محل تراز پایه تأثیر بگذارد. برای مدل های ۴ طبقه با مساحت پلان ۲۵۶ مترمربع و مساحت پلان ۵۷۶ مترمربع تراز پایه فقط ۶ سانتی متر جابجا شده است. این مقدار اختلاف برای حالتی که تعداد طبقات ساختمان به ۸ طبقه می رسد، به مقدار ۱۹ سانتی متر افزایش می یابد که باز هم عدد کوچکی است و نشان می دهد که محل تراز پایه مستقل از مساحت پلان ساختمان می باشد.



گروه ۱: ساختمان های ۸ طبقه با پلان های ۴ و ۶ دهانه



گروه ۲: ساختمان های ۶ طبقه با پلان های ۴ و ۶ دهانه



گروه ۳: ساختمان های ۴ طبقه با پلان های ۴ و ۶ دهانه

شکل (۵ -۱۴) : سه گروه درنظرگرفته شده برای آنالیز جهت بررسی تأثیر مساحت پلان بر محل تراز پایه

شکل (۵ ۱۵) : تأثیر مساحت پلان بر محل تراز پایه بر روی خاک سخت

۵ -۷ - پیشنهاداتی برای محل تراز پایه

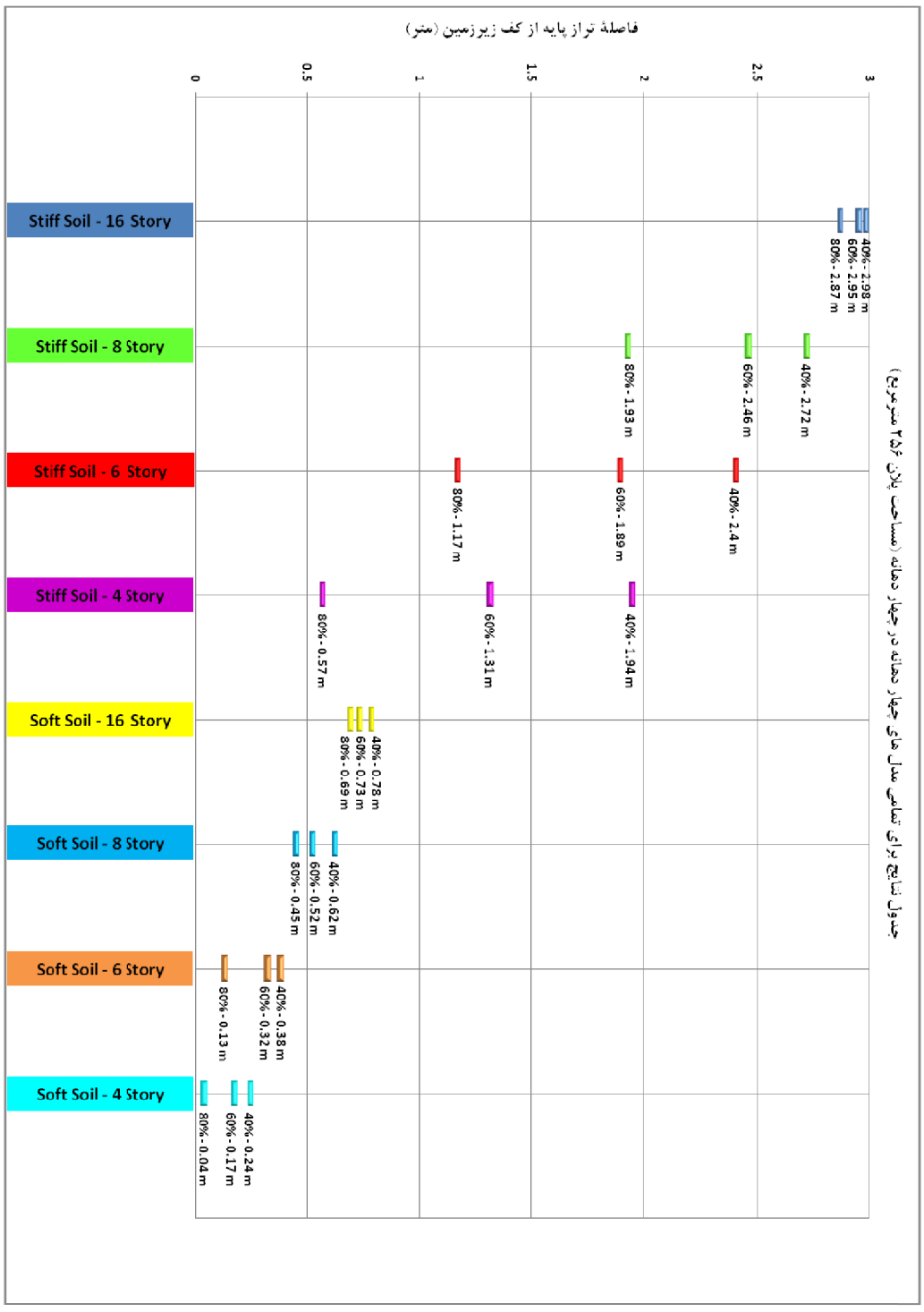
پس از انجام مطالعه بر روی تمامی مدل های چهار در چهار دهانه با مساحت پلان ۲۵۶ مترمربع و تعداد طبقات ۴، ۶، ۸ و ۱۶ طبقه، مشخص شد که می توان با توجه به پارامترهایی از جمله نوع خاک، تعداد طبقات و تعداد ستون های ورودی به زیرزمین محلی را برای تراز پایه برگزید؛ امّا مشاهده شد در بعضی موارد تراز پایه مستقل از یک یا چند پارامتر مؤثرِ ذکر شده در بالا می باشد. در چنین مواردی محل تراز پایه به راحتی قابل تشخیص است. نمودار شکل (۵-۱۶) محل تراز پایه را برای تمامی مدل های چهار در چهار دهانه به تصویر می کشد. در این نمودار محور افق تعداد طبقات ساختمان و نوع خاک، محور قائم فاصلهٔ تراز پایه از کف زیرزمین و نقاط درون نمودار همان محل های بدست آمده برای تراز پایه می باشند. اعداد نوشته شده کنار این نقاط به ترتیب از سمت چپ برابر است با درصد ورود ستون ها به زیرزمین و فاصلهٔ تراز بدست آمده از کف زیرزمین می باشد. به عنوان مثال برای ساختمان ۶ طبقه با یک طبقه زیرزمین بر روی خاک سخت هنگامی که ۶۰ درصد ستون

ها وارد زیرزمین می شوند می توان تراز پایه را در فاصلهٔ ۱٫۸۹ متری از کف زیرزمین درنظر گرفت که با توجه به ارتفاع ۳ متری طبقهٔ زیرزمین تقریباً در محدودهٔ ۶۳ درصد ارتفاع از کف زیرزمین قرار دارد.

همانطور که در بخش ۵-۶ نشان دادیم مساحت پلان در محل تراز پایه بی تأثیر است، لذا می توان گفت نتایج بدست آمده برای تمامی ساختمان های ۴، ۶ و ۸ طبقه با هر مساحت پلانی قابل استفاده می باشد. با تقریب خوبی و با توجه به نمودار شمارهٔ (۵-۱۶) و قضاوت مهندسی می توان حدود نتایج بدست آمده را برای ساختمان هایی با تعداد طبقات متفاوت و حداکثر ۱۰ طبقه نیز تعمیم داد. علاوه بر این با استناد به نتایج مدل های ۱۶ طبقه، می توان تا حدودی رفتار و محل تراز پایه را در ساختمان های نیمه بلند و بلند نیز تخمین زد. جدول شمارهٔ (۵-۸) نتایج آورده شده در نمودار فوق را به صورت عددی نشان می دهد. در این جدول فاصلهٔ تراز پایه از کف زیرزمین بر حسب درصدی از ارتفاع طبقهٔ زیرزمین نشان داده است. (در این مطالعه ارتفاع طبقهٔ زیرزمین هم اندازهٔ طبقات دیگر و مساوی ۳ متر درنظر گرفته شده است).

جدول (۵-۸) : مقادیر عددی نمودار شکل (۵-۱۶)

تعداد طبقات	ستون های ورودی به زیرزمین		خاک سخت		خاک نرم	
			فاصلهٔ تراز پایه از کف زیرزمین		فاصلهٔ تراز پایه از کف زیرزمین	
	تعداد ستون ها	درصد ستون ها	متر	درصدی از ارتفاع ستون	متر	درصدی از ارتفاع ستون
۴ طبقه	۱۰ ستون	۴۰ درصد	1.94	65%	0.24	8%
	۱۵ ستون	۶۰ درصد	1.31	44%	0.17	6%
	۲۰ ستون	۸۰ درصد	0.57	19%	0.04	1%
۶ طبقه	۱۰ ستون	۴۰ درصد	2.4	80%	0.38	13%
	۱۵ ستون	۶۰ درصد	1.89	63%	0.32	11%
	۲۰ ستون	۸۰ درصد	1.17	39%	0.13	4%
۸ طبقه	۱۰ ستون	۴۰ درصد	2.72	91%	0.62	21%
	۱۵ ستون	۶۰ درصد	2.46	82%	0.52	17%
	۲۰ ستون	۸۰ درصد	1.93	64%	0.45	15%
۱۶ طبقه	۱۰ ستون	۴۰ درصد	2.98	99%	0.78	26%
	۱۵ ستون	۶۰ درصد	2.95	98%	0.73	24%
	۲۰ ستون	۸۰ درصد	2.87	96%	0.69	23%



❖ اعداد نوشته شده کنار ترازهای بدست آمده به ترتیب از سمت چپ برابر است با درصد ورود ستون ها به زیرزمین و فاصلهٔ تراز بدست آمده از کف زیرزمین

شکل (۵ -۱۶) : محل تراز پایه برای تمامی مدل های چهار دهانه بر روی خاک سخت و نرم

نتایج نشان می دهد که بر روی خاک نرم همواره تراز پایه در نزدیکی کف زیرزمین قرار دارد؛ به ویژه در مواردی که تعداد طبقات ساختمان کم است. از این رو برای ساختمان های دارای زیرزمین که در مناطق خاک نرم واقع هستند (خاکی در محدودهٔ تیپ ۴ آیین نامه) توصیه می شود تراز پایه از کف زیرزمین محاسبه شود. در حالتی که ساختمان بر خاک سخت قرار دارد و تعداد طبقات آن نیز بیشتر از ۱۲ طبقه است تراز پایه در تمامی حالات در نزدیکی سقف زیرزمین قرار می گیرد از این رو توصیه می شود که در ساختمان هایی با طبقات بالا که دارای زیرزمین هستند تراز پایه نسبت به سطح زمین محاسبه شود. در سایر موارد بهتر است برای انتخاب تراز پایه به نمودار شکل (۵-۱۶) مراجعه نمود.

بر روی خاک سخت هر چه تعداد طبقات سازه کمتر می شود محل تراز پایه با درصد ورود ستون ها به زیرزمین رابطهٔ بیشتری پیدا می کند. در ساختمان های ۴ طبقه به پایین می توان محل تراز پایه را به صورت تقریبی و با توجه به درصد ستون های ورودی به زیرزمین توسط رابطهٔ زیر تخمین زد.

فاصلهٔ تراز پایه از کف زیرزمین بر حسب درصدی از ارتفاع زیرزمین = ۱۰۰ - **درصد ورود ستون ها به زیرزمین**

مثلاً برای سازهٔ ۴ طبقه، در حالتی که ۶۰ درصد ستون ها به زیرزمین وارد شده است؛ فاصلهٔ تراز پایه از کف زیرزمین حدوداً برابر ۴۰ درصد ارتفاع زیرزمین می باشد.

۵ -۸ - نتیجه گیری کلی

۱- نوع خاک بیشترین تأثیر را بر محل تراز پایه می گذارد و همواره با سخت شدن خاک محل تراز پایه به سطح زمین نزدیک می شود و بلعکس با نرم شدن خاک تراز پایه در نزدیکی کف زیرزمین جای می گیرد.

۲- نتایج نشان می دهد که بر روی خاک نرم همواره تراز پایه در نزدیکی کف زیرزمین است؛ به ویژه در مواردی که تعداد طبقات ساختمان کم است. از این رو در مناطقی که دارای خاک نرم هستند (خاکی در محدودهٔ تیپ ۴ آیین نامه) توصیه می شود تراز پایه از کف زیرزمین محاسبه شود.

۳- در حالتی که ساختمان بر خاک سخت واقع شود و تعداد طبقات آن نیز بیشتر از ۱۲ طبقه باشد تراز پایه در تمامی حالات در نزدیکی سقف زیرزمین قرار می گیرد. از این رو توصیه می شود که برای ساختمان های دارای زیرزمین با طبقات بالا و بر روی خاک سخت تراز پایه نسبت به سطح زمین محاسبه شود. در سایر موارد بهتر است برای انتخاب تراز پایه به شکل (۵-۱۶) مراجعه نمود.

۴- چه برای خاک سخت و چه برای خاک نرم همواره با افزایش تعداد طبقات، تراز پایه به سمت بالا (سقف زیرزمین) حرکت می کند. در خاک سخت این حرکت کاملاً مشهود و قابل لمس است در حالی که برای خاک نرم با تغییر در تعداد طبقات، تغییرات محل تراز پایه اندک بوده و می توان گفت محل تراز پایه تا حدودی مستقل از تعداد طبقات سازه می باشد.

۵- همواره بر روی هر خاکی با افزایش تعداد ستون های ورودی به زیرزمین، تراز پایه به کف زیرزمین نزدیک می شود. در ساختمان های کوتاه که معمولاً بیشتر رایج هستند؛ تعداد ستون های ورودی به زیرزمین تاحدی از اهمیت بیشتری برخوردار بوده و می توانند تراز پایه را در حد قابل توجهی جابجا نمایند.

۶- بر روی خاک سخت هر چه تعداد طبقات سازه بیشتر باشد، تغییر در تعداد ستون های ورودی به زیرزمین تراز پایه را کمتر جابجا می کند و بلعکس. در صورتی که تعداد طبقات سازه آنقدر افزایش یابد که بتوان سازه را نیمه بلند یا بلند قلمداد کرد، تراز پایه، در تمامی حالات ورود ستون ها به زیرزمین در همسایگی سطح زمین قرار می گیرد.

۷- نتایج به وضوح روشن می نماید که تغییر در مساحت پلان نمی تواند بر محل تراز پایه تأثیر بگذارد.

۸- هر چه تعداد ورود ستون ها به زیرزمین کمتر باشد، تغییر در تعداد طبقات، تراز پایه را کمتر جابجا می کند و بلعکس.

۵ -۹ - پیشنهادات

از آنجا که به دلیل کمبود وقت در این مطالعه فرصت کافی برای بررسی تمامی موارد مؤثر بر محل تراز پایه در اختیار نبود لذا در انتهای این تحقیق مواردی را که می تواند برای بررسی های بیشتر مورد توجه قرار گیرد ذکر می نماییم:

۱- بررسی تأثیر افزایش تعداد طبقات زیرزمین بر محل تراز پایه

۲- بررسی تأثیر ارتفاع ستون ها بر محل تراز پایه

۳- بررسی تأثیر سبک سازی ساختمان بر محل تراز پایه

فهرست مراجع

[۱] مقدم، حسن؛ مهندسی زلزله: مبانی و کاربرد، تهران، چاپ پنجم، ۱۳۸۷.

[۲] خواجه ای بیشک، محمد رضا؛ "بررسی پارامتریک تراز پایه با درنظر گرفتن اثرات خاک"، پایان نامه کاشناسی ارشد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف، ۱۳۷۷.

[۳] مدرس، لطفعلی؛ "بررسی تراز مبنای ارتعاش سازه های نیمه مدفون بهنگام زلزله"، پایان نامه کاشناسی ارشد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تهران، ۱۳۶۸.

[۴] خان محمدی، محمد؛ "بررسی تراز پایه در ساختمان های نیمه مدفون با توجه به تأثیر اندرکنش خاک- سازه و وجود زلزله به صورت پدیدهٔ تصادفی"، پایان نامه کاشناسی ارشد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تهران، ۱۳۷۵.

[۵] کلاهدوزان، سامی؛ "تأثیر سختی سازهٔ زیرزمینی در تعیین تراز پایه با استفاده از تحلیل دینامیکی اندرکنش خاک و سازه"، پایان نامه کاشناسی ارشد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تهران، ۱۳۸۷.

[6] Bowles, J; Foundation analysis and design, McGraw Hill Co, 1996.

[7] Wolf, J; Soil structure interaction analysis in time domain, prentice Hall Co, 1987.

[8] Wolf, J; Dynamic Soil structure interaction, prentice Hall Co, 1985.

[9] Pecker, A; Soil Structure Interaction, p.p. 33–42.

[۱۰] گتمیری، بهروز؛ تاج الدینی، حمیدرضا؛ "بررسی اثرات رفتار غیر خطی خاک بر پاسخ دینامیکی سازه های بلند" نشریه دانشکده فنی، جلد ۳۷، شماره ۲، شهریور ۱۳۸۲.

[۱۱] اصغری، آرش؛ "تعمیم روش آنالیز مودال سازه‌های واقع بر تکیه‌گاه صلب و انعطاف‌پذیر"، پایان نامه کاشناسی ارشد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی اصفهان، ۱۳۸۴.

[12] Veletsos, A. S.; Wei, Y.T.; “Lateral and Rocking Vibration of Footing”, Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, 97, p.p. 1227 – 1248, 1971.

[13] Valliappan, S.; Zhao, C.; “Numerical Simulation of Dynamic Soil – structure Interaction Problems”, University Report, School of Civil Engineering, UNSW, Australia.

[14] Zhao, C.; Valliappan, S.; “A Numerical Model for Wave Scattering Prroblems in Infinite Media Due to P and SV- Wave incidences”, International Journal for Numerical ad Analysis Methods in Geomechanics, Vol. 33, p.p. 1661 – 1682, 1992.

[15] Zhao, C.; Zhang, C. H.; Zhang, G. D.; “Analysis of 3-D Foundation Wave Problems by Mapped Dynamic Infinite Elements”, Science in China J.(English Ed.), Vol. 32, No. 4, p.p. 479 – 491, 1987.

[16] Chuhan, Z.; Zhao, C.; “Coupling Methods of Finite and Infinite Elements for Strip Foundation Wave Problems”, J.Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 15, p.p. 839 – 851, 1987.

[17] Samaan, S.; Aki, Y.; Sadek, H.; “employment of Infinite Element in Dynamic Soil-Structure Interaction Analysis”, Structural Engineering Department, Cairo University, Egypt, 1998.

[۱۸] حسین زاده، نقدعلی؛ ناطق الهی، فریبرز؛ بهنام فر، فرهاد؛ "مطالعه آزمایشگاهی (میز لرزان) اثرات اندرکنش خاک – سازه در پاسخ لرزه ای ساختمان های مجاور هم"، پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله، ۱۳۸۲.

[۱۹] ناطق الهی، فریبرز؛ رضایی تبریزی، علی؛ بهنام فر، فرهاد؛ "مطالعه اثر اندرکنش خاک – سازه بر پاسخ غیر خطی سازه های بلند"، نشریه دانشکده فنی، ۱۳۸۲.

[20] Raamachandran, J.; "Boundary and Finite elements", Alpha Science International Ltd, India, 2000.

[21] Helwany, S.; Applied Soil Mechanics: with ABAQUS Applications, John Wiley & Sons, Inc., 2007.

[۲۲] داس، براجا؛ طاحونی، شاپور؛ اصول مهندسی ژئوتکنیک (جلد دوم: مهندسی پی)، انتشارات پارس آیین، تهران، ویرایش دوم، ۱۳۷۰.

[23] Nelson, R. B.; Muki, y.; Dynamic Response of Structures, ASCE, 1987.

[۲۴] مستوفی نژاد، داود؛ سازه های بتن آرمه (جلد اول)، انتشارات ارکان دانش، اصفهان،۱۳۸۷.

[۲۵] طاحونی، شاپور؛ طراحی سازه های فولادی، انتشارات دهخدا، تهران، ۱۳۷۹.

[26] Clough, R. W.; Penzien, J.; Dynamics of Structures, 2nd Edition, McGraw-Hill, 1993.

[۲۷] حاجی پور، مهرنوش؛ پورزینلی، سعید؛ "تولید شتاب نگاشت های مصنوعی با استفاده از تبدیل موجک و ارزیابی رفتار خطی سازه تحت اثر شتاب نگاشت های تولیدی".

[28] Rofooei, F. R.; Aghababaii Mobarake, A.; Ahmadi, G.; “Generation of artificial earthquake records with a nonstationary Kanai-Tajimi model”, Engineering Structures, Vol. 23, p.p. 827-837, 2001.

[29] Sato, T.; Murono, Y.; “Simulation of earthquake motion from phase information”, Journal of Natural Disaster Science, Vol. 25, p.p. 93-101, 2003.

Abstract

If equivalent statical method is used to analys a structure. Base level will be one of the effective parameters to determine seismic forces on structure. in structures with same level foundation and without any intraction among structure walls and soil, it is obviously that baselevel starts from foundation top surface, but civil engineers usually encounter buildings that there is an underground room in a part of structure. Therefore Foundation is built two different baseline. because of that there is no suggestion realated to above problem in order to specify position of baseline level at seismic regulations specialy in iran regulations 2800. designer engineer face to this question that realy to perform equivalent statical analysis which baseline should be considered as basic baseline. In this study tried to answer this question.

To do this study, structural models with foundation and terrestrial environment around it, is modeled in abaqus software and according to soil type was set under a artificial acceleration meter comparison with regulation 2800 spectrum. in this study, two kinds of soils (I) & (IV) was applied that introduced in regulation. the results show that the base line location is severly under the in fluence of soil type and is also depended on the number of input columns to underground room and the number of structure floors.

keyword: Base level, Soil-Foundation-Structure Interaction, Different Foundation Levels, artificial acceleration.

Shahrood University of Technology
Faculty of Civil Engineering
Structural Department

Base Level Evaluation in Structures With Different Foundation Levels by Soil-Foundation-Structure Interaction

Ali Naghizadeh

Supervisors
Dr. V. R. Kalatjari
Dr. R. Naderi

Adviser
Mohammad Hosein Talebpour

september 2012