

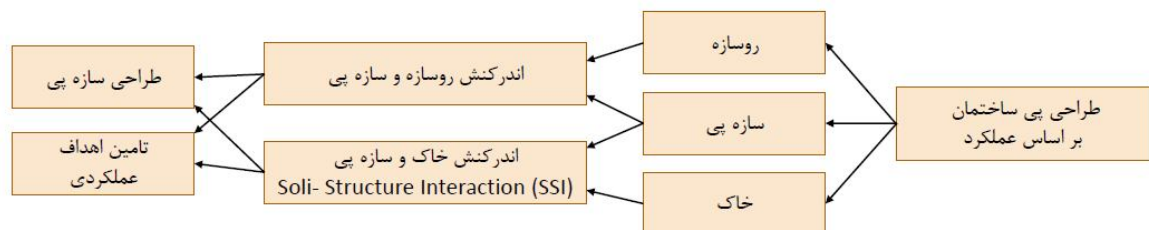
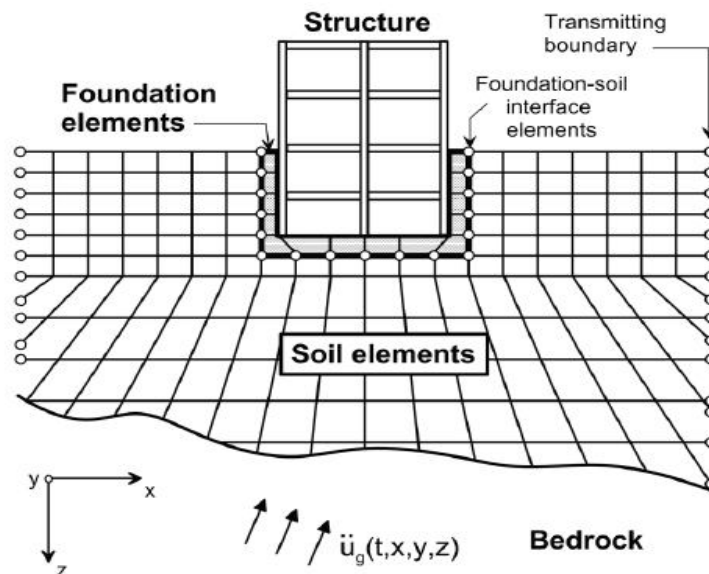
اثرات متقابل خاک و سازه

ایمان الیاسیان، دانشجوی دکترای عمران سازه i.elyasian@gmail.com

در تحلیل های دینامیکی عموماً فرض بر این است که خاک زیر شالوده صلب بوده و از انعطاف پذیری خاک زیر شالوده صرف نظر می شود در این حالت پاسخ سازه متأثر از خواص دینامیکی خود سازه است و خواص خاک زیر شالوده تأثیری در پاسخ سازه ندارد. در حالی که اگر خاک زیر شالوده نیز در تحلیل ها در نظر گرفته شود سیستم جدیدی ناشی از اندرکنش خاک و سازه تشکیل خواهد شد که رفتار آن متفاوت از حالت قبل خواهد شد. پس از اعمال اثرات اندرکنش بر روی سازه مشاهده می شود که تأثیر پدیده اندرکنش بر روی واکنش سازه ممکن است بسته به خصوصیات سازه و خاک، به صورت کاهیدگی و تقلیل (Attenuation) و یا به صورت تقویتی و افزایش (Amplification) باشد و در نظر نگرفتن این پدیده به عنوان شرایط ساختگاهی در روشهای مقاوم سازی و طراحی سازه های جدید از قابلیت اعتماد به سازه می کاهد. لذا در این جا سعی بر این شده است تا پس از بررسی این مهم و آشنایی با روشهای مختلف تحلیل مسائل اندرکنش، مقایسه ای بین روشهای حل آن صورت پذیرد.

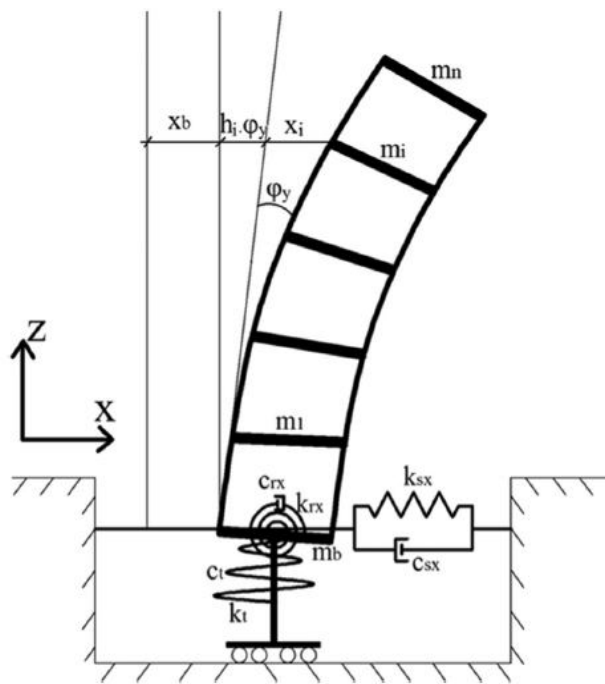
هنگامی که صحبت از خرابی زلزله می شود نمی توان نقش خاک را نادیده گرفت، برای اولین بار پروفیسور wood(1908) پس از زلزله مخرب سانفرانسیسکو (۱۹۰۶) نتیجه مطالعات خود را اینگونه بیان کرد "تحقیقات نشان می دهد که خسارت وارد بر ساختمانها در ۱۸ آوریل، در نقاط مختلف منطقه، ارتباط عمیقی با مشخصات خاک محل دارد." در رکوردهایی که در زلزله ۱۹۵۷ سانفرانسیسکو ثبت گردید این صحبت wood مورد تأیید قرار گرفت. مدت ها حذف اثرات اندرکنش خاک و سازه از نگاه مهندسان در جهت اطمینان بیان می شد ولی با افزایش مقیاس پروژه ها و افزایش قیمت آن به دلیل ضرایب اطمینان از یک رو و مطالعات دقیق تر و رد فرضیه فوق از طرف دیگر، مطالعات اندرکنش از اهمیت بیشتری در علم مهندسی زلزله برخوردار شد. از دهه ی ۱۹۷۰ تا کنون گامهای زیادی جهت حل دقیق مسئله اندرکنش خاک و سازه برداشته شده است و اهمیت این موضوع بر همگان مشخص گردیده است. امروزه تأثیر اندرکنش خاک و سازه در آیین نامه های کشورهای مختلف دیده می شود. در ادامه به بررسی مساله اندرکنش خاک و سازه و تأثیر آن بر روی پارامترهای سازه پرداخته می شود. یکی از عواملی که بر روی عملکرد سازه ها در کنار مسائل اساسی که در طرح ایمن و مقاومت ساختمان در برابر بارهای جانبی چون باد و زلزله تأثیر گذار می باشد نقش تکیه گاهی فونداسیون و تأثیر خاک می باشد. رفتار پی می تواند سهم زیادی در پاسخ لرزه ای یک سازه داشته باشد و گاهی ممکن است عامل مهمی در طراحی مقاوم در برابر زلزله باشد در تحلیل سازه با فرض تکیه گاههای ثابت انجام می شود بدین ترتیب که مجموعه شالوده و خاک زیر آن به عنوان یک جسم صلب در نظر گرفته شده و از اثر آن بر سازه چشم پوشی می شود. این فرض تا حدودی باعث کاهش حجم محاسباتی می گردد؛ ولی در برخی سازه ها بویژه آنهایی که بر روی خاکهای ضعیف قرار دارند ممکن است منجر به بروز اشتباهات بزرگی در نتایج حاصل از تحلیل و طراحی گردد. بنابراین لازم به نظر می رسد که اثرات انعطاف پذیری پی بر پاسخ لرزه ای سازه ها به نحو مناسبی مورد بررسی قرار گیرد

کلید واژه ها: اندرکنش خاک-سازه ، روشهای تحلیل ، زمان تناوب، میرایی ، تغییرمکان.

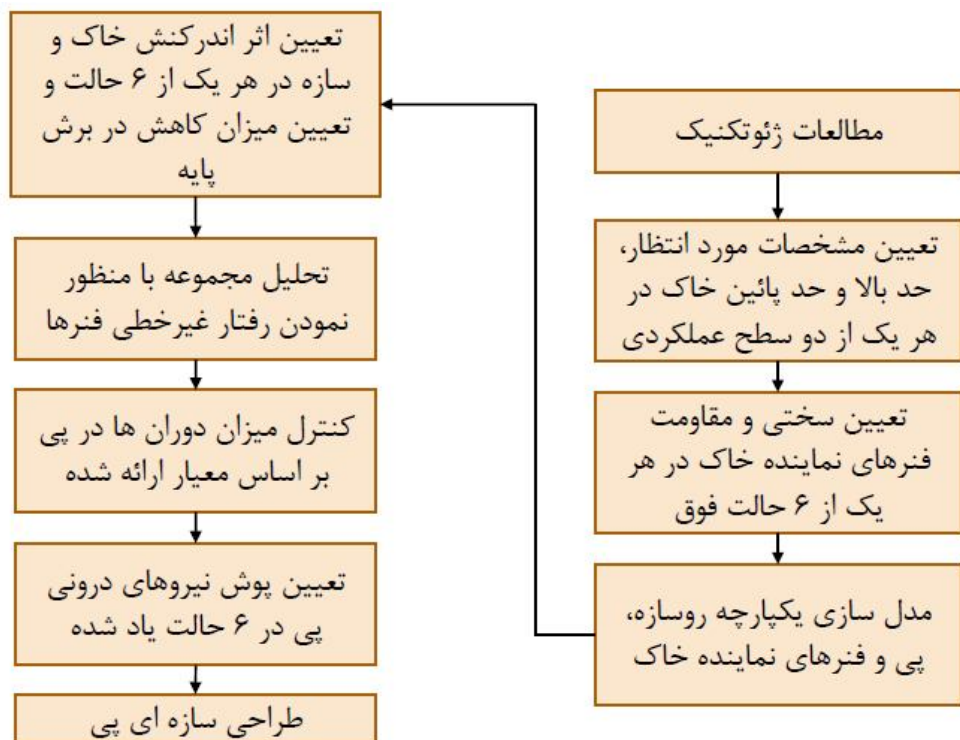
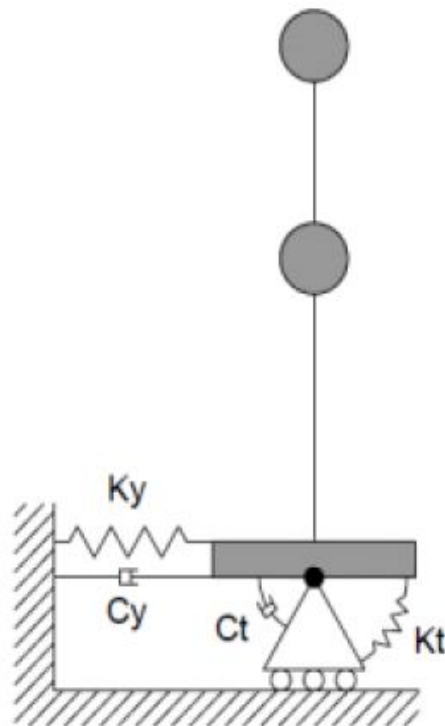


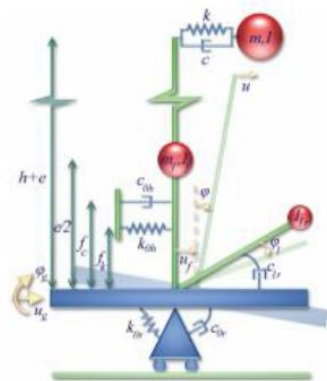
تعریف اندرکنش

در تحلیل های دینامیکی عموماً فرض می شود که خاک زیر شالوده صلب بوده و از انعطاف پذیری خاک زیر شالوده صرف نظر می شود در این حالت پاسخ سازه متأثر از خواص دینامیکی خود سازه است و خواص خاک زیر شالوده تأثیری در پاسخ سازه ندارد. در حالی که اگر خاک زیر شالوده نیز در تحلیل ها در نظر گرفته شود سیستم جدیدی ناشی از اندرکنش خاک و سازه تشکیل خواهد شد که رفتار آن متفاوت از حالت قبل خواهد شد. در بیان دیگر هنگامیکه یک موج از یک منبع به داخل محیط خاک تابیده می شود بسته به نوع محیط تغییر ماهیت داده که دو نکته مهم در اصلاح این موج باید مد نظر قرار گیرد اول آنکه حرکت میدان آزاد در محل مورد نظر در غیاب سازه شدیداً تحت تأثیر قرار گرفته و تغییر می کند و دوم آنکه وجود سازه روی خاک باعث می شود که سیستم دینامیکی مورد نظر دیگر سیستمی با پایه صلب نباشد و سازه مورد نظر با خاک اطراف خود یک رفتار اندرکنشی نشان دهد که این باعث می گردد که حرکت اعمال شده به پایه این سازه تحت تأثیر قرار بگیرد. این حرکت ممکن است شامل مولفه هایی به جز مولفه های انتقالی باشد ، اندرکنش خاک و سازه ممکن است به ایجاد حرکت های گهواره ای (Rocking) و پیچشی Torsional () که به واسطه انعطاف پذیری محیط زیر پی بسیار محتمل است منجر شود. اندرکنش دینامیکی از دو مکانیزم اندرکنش بین سازه، پی و خاک به شرح زیر ناشی می شود.

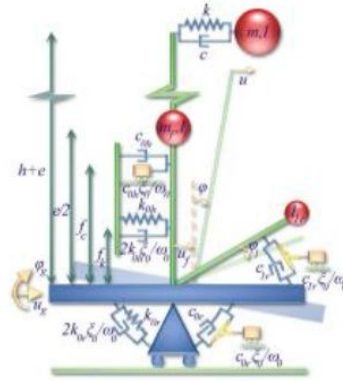


A multi-story building from the side view.

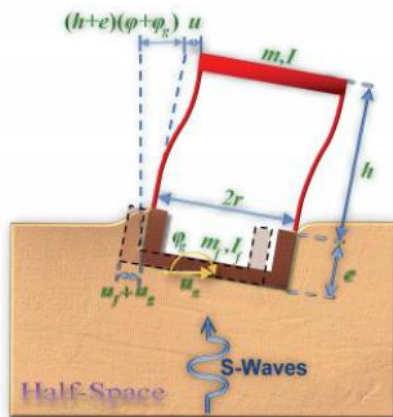




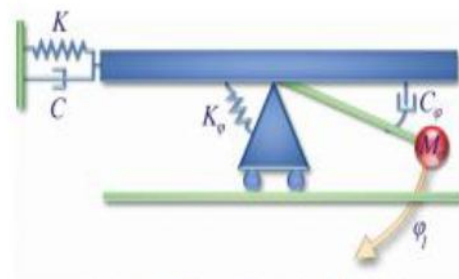
مدل اولیه خاک و سازه دارای پی مدفون بدون در نظر گرفتن میرایی مواد خاک



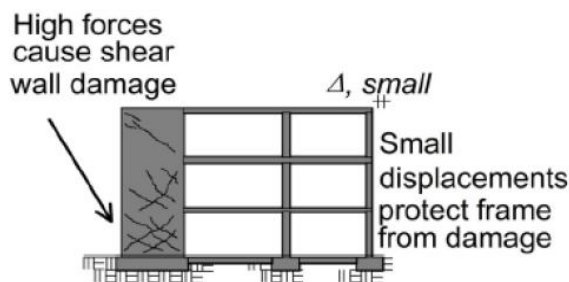
مدل نهایی خاک و سازه دارای پی مدفون با در نظر گرفتن میرایی مواد خاک



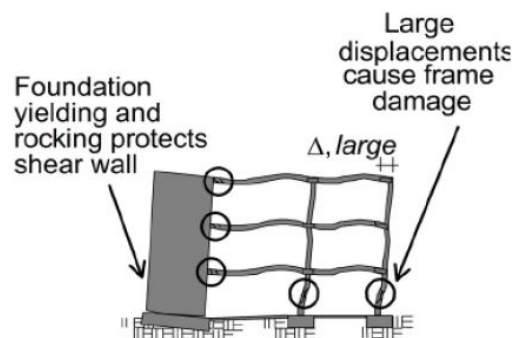
۲- سازه سوار بر پی مدفون در خاک به همراه درجات آزادی و تحریک‌های معادلات حرکت



شکل ۲-۵: مدل گسسته S-R برای یک پی سطحی



Stiff and Strong Foundation



Flexible and Weak Foundation

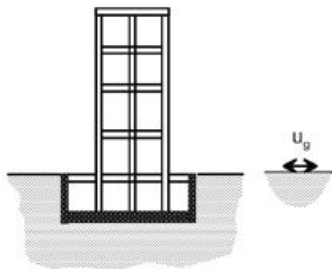
الف - اندرکنش اینرسی

این نوع اندرکنش که از نیروهای اینرسی سازه ناشی می شود به این روال می باشد که پس از اینکه نیروی ناشی از زلزله به سازه اعمال شد ، نیروهای اینرسی سازه منجر به تولید لنگرهای خمشی و نیروهای برشی در تراز پایه سازه می شوند که این خود سبب تغییر مکان پی سازه نسبت به سطح آزاد می گردد.

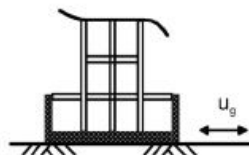
ب - اندرکنش سینماتیکی

تفاوت میان سختی پی و خاک زیر آن باعث می شود که پی نسبت به سطح آزاد تغییر مکان پیدا کرده و با حالتی که پی بر روی سنگ بستر است تفاوت داشته باشد. مسبب این تغییر مکانها را می توان سه عامل ذیل دانست:

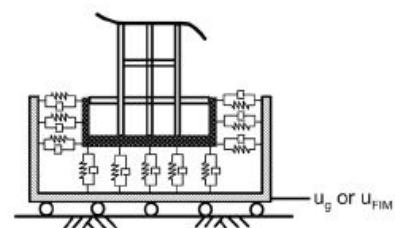
- قیود سینماتیکی مربوط به حرکت جسم صلب پی.
- مدفون بودن و اختلاف سطح آزاد با سطح پی.
- میزان تفرق امواج لرزه ای از اطراف پی.



(a) Complete system



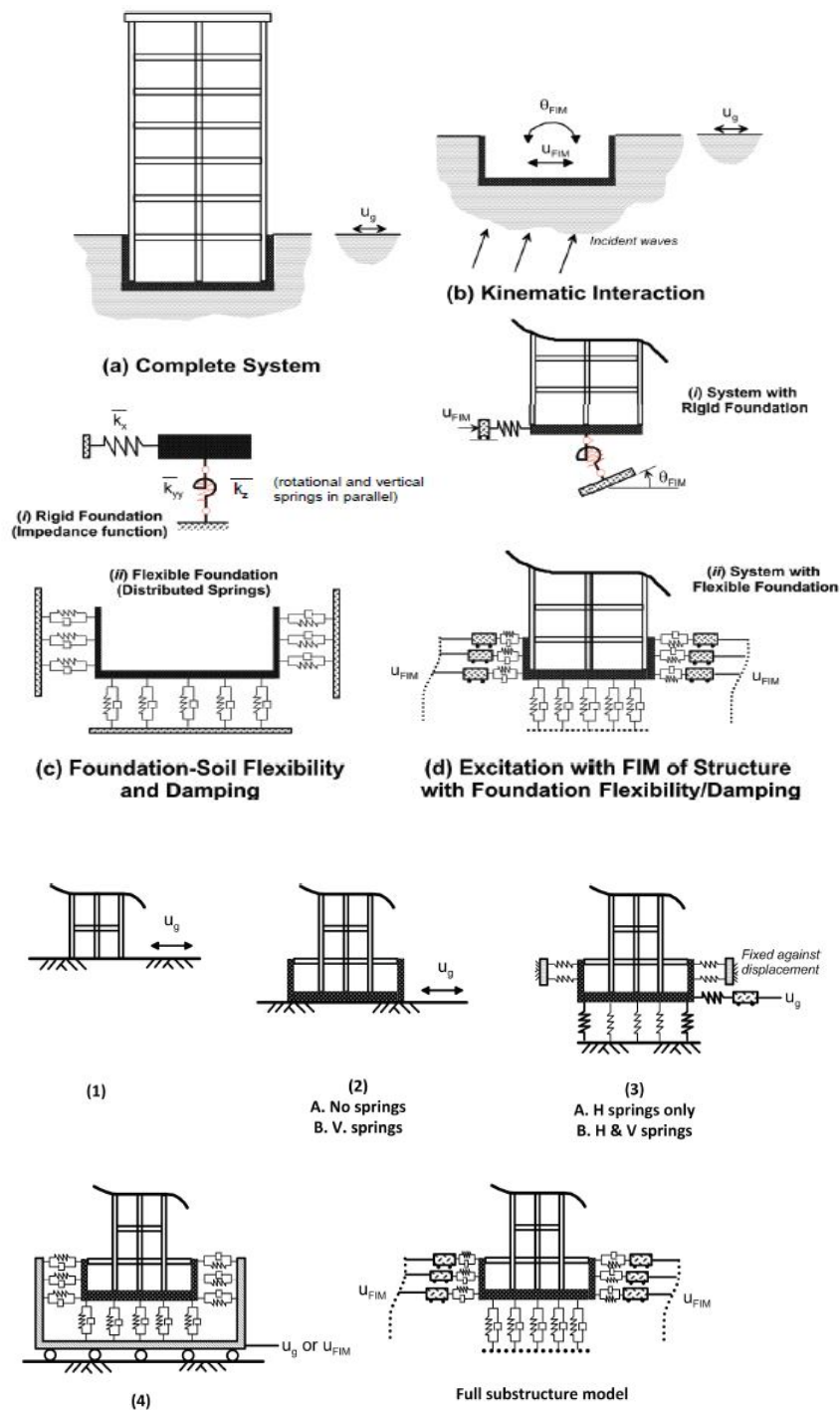
(b) Model for service-level earthquake



(c) Model for maximum-considered earthquake

- 1) Kinematic Interaction {
- 1) Base slab averaging
 - 2) Embedment

2) Foundation Damping Soil-Structure Interaction



تأثیر اندرکنش بین خاک و سازه بر روی پارامترهای سازه

اثر ملحوظ کردن اندرکنش در سازه ها بر روی بعضی از پارامتر ها را در زیر مورد بررسی قرار می دهیم.

الف- میرایی

میرایی در یک محیط انعطاف پذیر نسبت به یک محیط صلب از اهمیت بیشتری برخوردار است. میرایی در محیط انعطاف پذیر را می توان به دو قسمت میرایی تشعشعی و میرایی هیستریزیس خاک تقسیم کرد.

میرایی تشعشعی

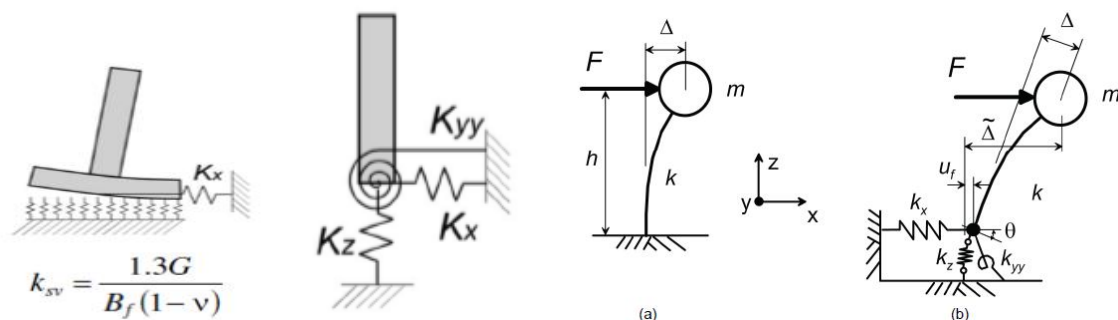
در هنگام زلزله امواج پس از انتشار و ارتعاش سازه ، از پی سازه به سمت محیط نیمه بی نهایت خاک حرکت کرده و انرژی به علت برخورد با این محیط بینهایت میرا می شود. این میرایی که تابعی از چگالی خاک ، مدول ارتجاعی زمین ، ضریب پواسون خاک ، جرم واحد سطح سازه و فرکانس زاویه ای طبیعی زمین می باشد برای مدهای بالاتر دچار کاهش می شود. شایان ذکر است میرایی تشعشعی با نرم تر شدن خاک و عمیق تر شدن محیط فراگیر افزایش می یابد.

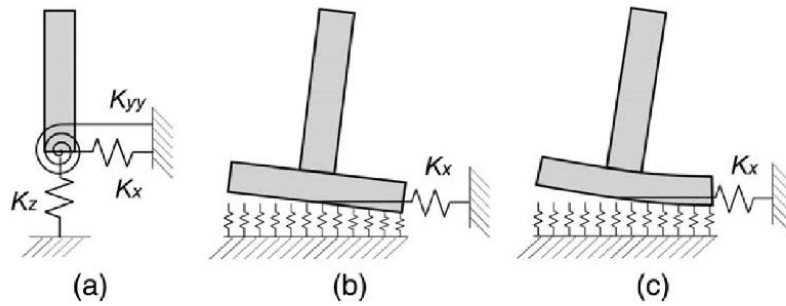
میرایی هیستریزیس خاک

این نوع میرایی در اثر تغییر شکل های غیر ارتجاعی زمین در مجاورت پی صورت می گیرد و هر چه شدت زلزله بیشتر باشد بسته به نوع خاک این میرایی نیز افزایش می یابد. لحاظ کردن اندرکنش خاک و سازه ، معمولا موجب افزایش نسبت میرایی در سازه ها و افزایش نسبت میرایی در سازه موجب کاهش شتاب و تغییر مکان سازه می گردد.

ب- زمان تناوب

ایجاد حرکت گهواره ای در سازه که خود از اثرات اندرکنش خاک و سازه می باشد می تواند منجر به افزایش پریود طبیعی سازه گردد که این افزایش زمان تناوب بر پاسخ سازه نیز تاثیر گذار خواهد بود. افزایش زمان تناوب ممکن است با توجه به شرایط خاک و زمان تناوب باعث افزایش یا کاهش شتاب وارد بر سازه شود.

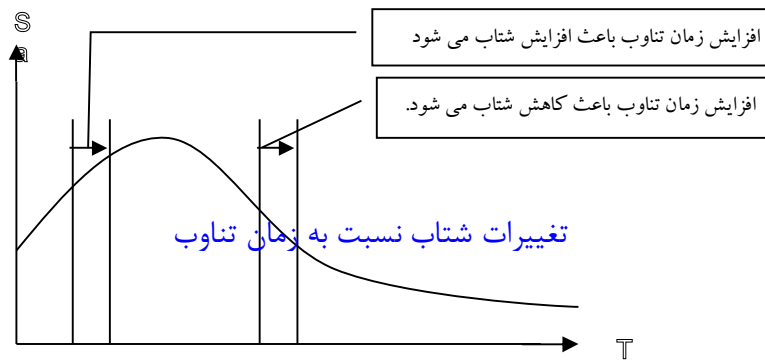




METHOD 1:
UNCOUPLED MOMENT,
SHEAR, AND AXIAL
SPRINGS

Method 2:
Nonlinear sub-grade
reaction springs

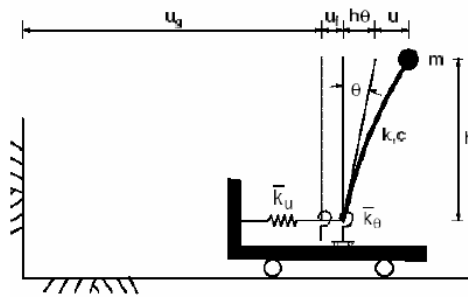
Method 3:
Where, the footing is
flexible compared to the
soil.



مطالعات نشان می دهد که در ساختمانهای کوتاه اثرات حرکت افقی و گهواره ای در اندرکنش خاک و سازه تقریباً یکسان است اما با افزایش ارتفاع سازه سهم حرکت گهواره ای غالب می شود به شکلی که در ساختمانهای بلند (۲۰ طبقه به بالا) بیش از ۹۰ درصد تغییرات پیرو سازه از این حرکت ناشی می شود. معمولاً افزایش زمان تناوب موجب افزایش تغییر مکان نیز می گردد که این افزایش باعث افزایش اثرات $P-\Delta$ خواهد شد.

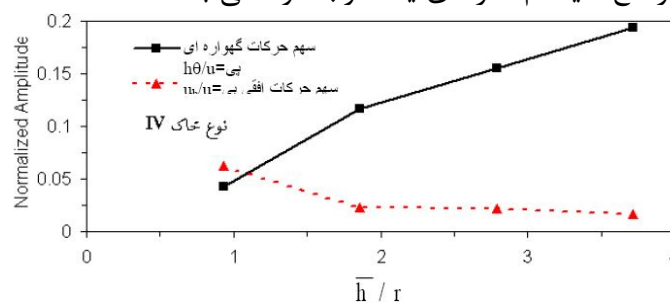
ج- تغییر مکان سازه

دوران بسیار کوچکی ناشی از حرکت گهواره ای سازه می تواند تاثیر قابل توجهی بر روی تغییر مکان سازه داشته باشد. که این خود پاسخ سیستم سازه را به شکل عمده ای تغییر می دهد. همانطور که قبلاً گفته شد مکانیزم اصلی اندرکنش خاک و سازه مربوط به حرکات افقی و گهواره ای پی ها می باشد، در یک سیستم یک درجه آزاد مطابق شکل زیر می توان سهم حرکت افقی پی در حرکت جانبی سقف بام سازه را از تفاضل حرکت افقی پی و سطح آزاد و همچنین سهم حرکت گهواره ای پی در حرکت جانبی سقف بام سازه را برابر $h\theta$ در نظر گرفت.



تغییر مکان جانبی سازه بر اثر حرکات افقی و گهواره ای پی

در شکل سهم حرکات افقی و گهواره ای پی در پاسخ نوک مدل‌های سازه بر حسب $\bar{h}/r$ را نشان می‌دهد که در آن r شعاع پی دوار و $\bar{h}$ ارتفاع سیستم سازه ای یک درجه آزاد می‌باشد.



سهم حرکات افقی و گهواره ای پی در حرکت جانبی سقف بام سازه

نتایج مطالعات نشان می‌دهد در ساختمانهای کوتاه (۵ طبقه) سهم حرکات افقی و گهواره ای پی در پاسخ نوک سازه تقریباً مساوی است ولی در ارتفاع‌های بیشتر (۱۰ طبقه و بالاتر) سهم حرکت گهواره ای افزایش می‌یابد و این افزایش به گونه ای است که در ساختمانهای بلندتر از ۱۵ طبقه سهم حرکت افقی نسبت به حرکت گهواره ای ناچیز و قابل چشم‌پوشی می‌باشد.

با توجه به مطالب بالا و تغییر در میرایی، زمان تناوب و تغییر مکان سازه به واسطه پدیده اندرکنش خاک و سازه، می‌توان به جرأت بیان نمود که در صورت اعمال نکردن این پدیده در تحلیل‌ها، پاسخ سیستم ممکن است تفاوت عمده ای با واقعیت داشته باشد و تحلیل انجام شده دچار خطا شده باشد.

تغییرشکلهای خاک که ناشی از نیروهایی است که سازه قرار گرفته بر روی آن اعمال می‌کند باعث می‌شود که جابجایی‌های سازه، برش و لنگر پایه و همچنین تنش در تیرها و ستونها دستخوش تغییر گردد.

از طرف دیگر، امواج زلزله‌ای که پس از عبور از لایه‌های مختلف خاک، به سازه می‌رسند بر حسب نوع و ارتفاع لایه‌های خاکی که در مسیر عبور آنها قرار دارند تغییر ماهیت می‌دهند. در حقیقت، خاک زیر سازه مانند یک فیلتر عمل می‌کند و به برخی از امواج زلزله که دارای بسامد بالا هستند اجازه عبور نمی‌دهد. بنابراین نوع خاک در امواج زلزله اعمال به سازه که به آن، حرکت سطح آزاد می‌گویند تأثیرگذار است. از این رو، برای انجام یک تحلیل دقیق‌تر، لازم است شتاب نگاشت زلزله را بر اساس شرایط خاک اصلاح نمود. در گذشته، بیشتر آیین‌نامه‌ها اثرات رفتار پی بر پاسخ سازه را بصورت تقریبی با اصلاح پریود اصلی ارتعاش و نسبت میرایی سازه به حساب می‌آوردند. اما این تقریب‌های ساده برای بررسی اثرات اندرمنش خاک و سازه مناسب نیستند.

بطور کلی، روشهای بررسی اندرکنش خاک و سازه را می‌توان به سه دسته تقسیم کرد

۱- روش تکیه‌گاه گیردار اصلاحی: همانطور که می‌دانیم اثراندرکنش خاک و سازه بصورت افزایش پریود ارتعاش و تغییر میرایی کلی سازه ظاهر می‌شود. بنابراین یک روش ساده این است که ما سازه را در حالت تکیه‌گاه گیردار، اما با اصلاح پریود اصلی و میرایی آن، تحلیلکنیم.

۲- روش مستقیم: شاید ساده‌ترین روش تحلیل این به نظر رسد که کل سازه، شالوده و خاک بصورت یکجا مدل شوند؛ اما این مدل دارای درجات آزادی زیاد و حجم محاسبات بسیار بالا می‌باشد و گاهی غیرخطی بودن خاک و ناهمگرایی جوابها، مشکل‌ساز می‌شود. در این روش لازم است از روشهای عددی مانند روش اجزاء محدود، تفاوت‌های محدود و یا ترکیبی از این دو روش با روش اجزاء مرزیاستفاده گردد.

۳- روش زیرسازه: در این روش، کل سازه (شامل سازه اصلی، پی و خاک زیر آن) به دو قسمت آبرسازه و زیرسازه تقسیم شده و تحلیل آنها بصورت جداگانه انجام شده و با فرض خطی بودن اندرکنش، اثر این دو بر یکدیگر اعمال می‌شود. این روش به مسائل خطی محدود می‌شود، اما دارای دقت خوبی است و محاسبات آن از روش مستقیم کمتر است و به همین علت، مورد توجه بسیاری از محققین قرار گرفته است

از نتایج تحقیقات انجام شده در مورد اندرکنش خاک و سازه، چنین بر می‌آید که انعطاف‌پذیری پی که ناشی از تغییر شکل خاک زیر آن است باعث افزایش پریود سازه و تغییر در جابجایی طبقات و برش پایه نسبت به حالت پایه ثابت می‌شود. در بعضی از سازه‌ها این تغییر بصورت افزایش جابجایی طبقات و کاهش برش پایه و لنگر پایه ظاهر می‌شود و در برخی دیگر ممکن است کاملاً بالعکس باشد؛ هرچند در یک سازه بخصوص نیز این تغییرات ناپایدار است و به شرایط خاک و نوع بارگذاری دینامیکی بستگی دارد.

البته بیشتر این تحقیقات، منحصر به سیستمهای یک درجه آزادی یا چند درجه آزادی ساده قرار گرفته بر خاک با مشخصات خطی است و در بسیاری از موارد، از مدلهای دو بعدی استفاده شده یا میرایی خاک در نظر گرفته نشده است.

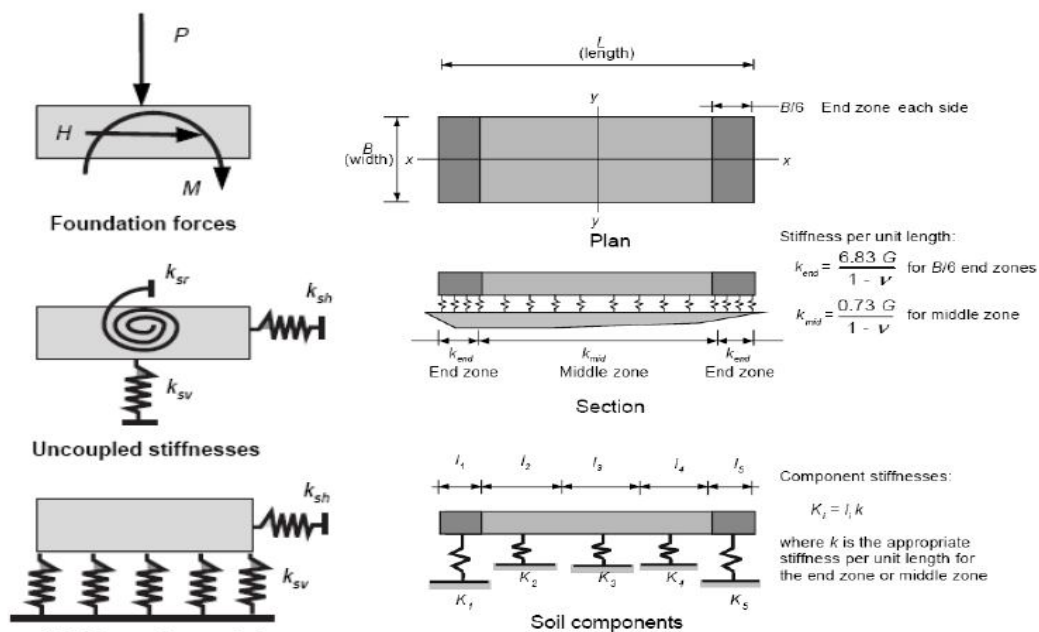
اما رفتار واقعی خاک، غیرخطی است و بستگی زیادی به بارگذاری دارد. معادل‌سازی سازه با یک سیستم یک درجه آزادی یا چند درجه آزادی ساده نیز دارای تقریب زیادی است و گاهی ممکن است نتایج را کاملاً وارونه جلوه دهد. همچنین میرایی خاک تأثیر زیادی بر نتایج می‌گذارد و باید به نحو مناسبی اعمال شود.

روشهای تحلیل اندرکنش

حل تحلیلی مسئله اندرکنش خاک و سازه همیشه مد نظر محققان بوده است این مسئله به واسطه پارامترهای زیاد و مختلف خاک و سازه ی روی آن از پیچیدگی های خاصی برخوردار است ، اگر چه جنبه های مهم مسئله را می توان به طور مناسبی مدلسازی نمود و نتایج منطقی از آنها استخراج کرد ولی با توجه به نوع رفتار خاک که یک رفتار کاملاً غیرخطی می باشد حل تحلیلی دقیق مسئله اندرکنش خاک و سازه امکان پذیر نمی باشد. امروزه با مطالعات گسترده محققین در این امر و رشد روشهای حل غیرخطی مسئله اندرکنش خاک و سازه که به واسطه پیشرفت نرم افزارها امکان پذیر شده است ، شاهد رشد چشمگیری در زمینه حل دقیق تر این مسئله بوده ایم. عکس العمل دینامیکی مجموعه خاک و سازه ، وقتی که تحت تاثیر بارگذاری دینامیکی قرار

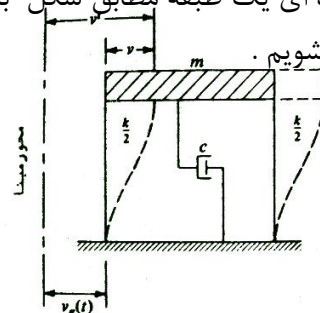
گیرد تابعی از مدل دینامیکی سیستم، مشخصات دینامیکی، نیروها و تحریکات القا شده به سیستم می باشد. مدل دینامیکی سیستم که بیانگر مدل دینامیکی سازه و محیط پی پیرامونش می باشد خود شامل موارد زیر است. - مدل سازه.

- تعیین امیدانسه‌های مدهای ارتعاشی (تعیین مشخصات دینامیکی نیرو- تغییر مکان سازه و محیط پی).
- تعیین عکس العمل دینامیکی سیستم خاک - سازه که تحت اثر بارهای دینامیکی وارده قرار گرفته است و همچنین حل معادله حرکت سیستم کامل با یک روش حل مناسب مثل روشهای حل در قلمرو زمان و یا حل در قلمرو زمان تناوب.



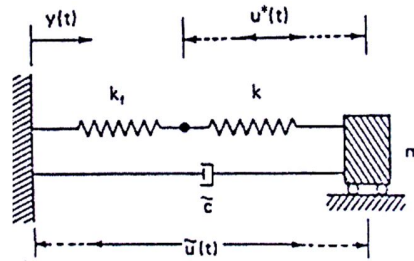
سیستم جرم - فنر - میراگر

برای مدلسازی یک سیستم ساده ی سازه ای یک طبقه مطابق شکل با سه پارامتر مهم با عناوین جرم سازه، میرایی سازه و سختی سازه رو به رو می شویم.



مشخصه های اصلی یک سیستم ساده سازه ای

حال اگر اثرات اندرکنش خاک و سازه نیز برای همین سیستم ساده و واقع بر سطح یک محیط نیمه بی نهایت با مصالح همگن و الاستیک مد نظر قرار گیرد ، دو پارامتر مقاومت سازه در برابر حرکات انتقالی و دورانی پی و میرایی (میرایی تشعشی و میرایی مصالح خاک) بر پارامترهای مدلسازی اضافه می شود. این سیستم اندرکنش گر را می توان به صورت زیر نشان داد.



اثر اندرکنش در مدلسازی نوسانگر ساده

در این شکل، سختی کل سیستم با دو فنر مدلسازی شده است که فنر متصل به جرم ، مقاومت الاستیک سازه و سختی آن (k) مساوی سختی سازه با پایه گیردار می باشد . فنر دوم که متصل به پایه می باشد و به صورت سری با فنر اول متصل است معرف مقاومت سازه در برابر حرکات انتقالی و دورانی پی می باشد. میرایی نیز با یک میراگر در شکل مدلسازی شده است که معرف میرایی کل سیستم شامل میرایی سازه ای ، میرایی تشعشی و میرایی مصالح خاک می باشد. جرم m موجود در شکل مربوط به جرم رو سازه است و حرکت میدان آزاد زمین به پایه اعمال شده است. راه حل های مختلف و روابط گوناگونی جهت بدست آوردن ثابت فنرها و میراگرها ارائه شده است و سعی شده است اشکال مختلف پی ها مورد مطالعه قرار گیرد که از جمله این مطالعات می توان به کارهای Gazetas.G در سال ۱۹۹۱ و یا JOHN P. WOLF در سال ۱۹۹۷ اشاره کرد.

تعیین وضعیت سازه پی از نظر صلبیت و یا انعطاف پذیری

$$4k_{sv} \sum_{m=1}^5 \sum_{n=1}^5 \frac{\sin^2\left(\frac{m \cdot \pi}{2}\right) \sin^2\left(\frac{n \cdot \pi}{2}\right)}{\pi^4 D \left(\frac{m^2}{L^2} + \frac{n^2}{B^2}\right)^2} + k_{sv} < 0.03$$

$$D = \frac{Et^3}{12(1-\nu)^2}$$

(۱) پی های منفرد یا گسترده

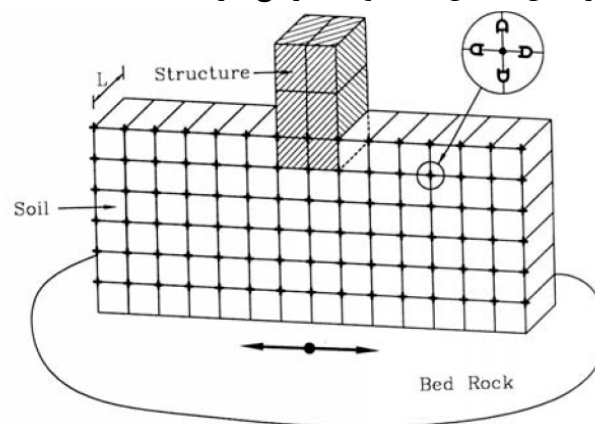
در پی های گسترده : L و B دهانه قاب در دو جهت
E و ν مدول الاستیسیته و ضریب پواسن پی

(۲) پی های نواری

$$\frac{EI}{L^4} > \frac{2}{3} k_{sv} B$$

(الف) روش تجویزی (Prescriptive expected capacities)
(ب) روش ویژه ساختگاه (Site specific)

روش مستقیم روشهای تحلیلی مبتنی بر توابع امپدانس عموماً با یک مدل ساده در نظر گرفته می شود ، این مدل ساده برای پی های منفرد دایره ای صلب متکی بر نیم فضای ویسکوالاستیک قابل کاربرد است ، در اینگونه روشها اثرات عوامل مختلفی از جمله : خاکهای لایه ای روی بستر سنگی ، مدفون بودن پی ها ، پی ها با شکل غیر دایره ای ، پی های انعطاف پذیر ، پی های شمعی و غیره عموماً به صورت تقریبی در نظر گرفته می شود. برای حل مسائل پیچیده مربوط به هندسه پی ، رفتار غیر خطی مصالح و غیره ، روش مستقیم اولین بار توسط KAUSEL & ROESSET (1974) و SEED (1975) و LYSMER (1975) پیشنهاد و ارائه گردید. در این روش خاک و سازه به کمک اجزا محدود مدل می شوند و سپس با هم تحلیل می گردند ، این روش برای محیط وسیعی از مسائل با هندسه های مختلف می تواند به کار برده شود. در این روش سازه و قسمت مهمی از خاک اطراف سازه مدفون توسط اجزا محدود المان بندی شده و تحلیل می گردند و سپس حرکت میدان آزاد زمین در اثر نیروهای زلزله به مرزها اعمال می شود. یکی از مهمترین ویژگیهای این روش را از روشهای فنر-میراگر متمایز می سازد این است که روش مستقیم با توجه به همزمان مدل کردن خاک و سازه امکان بررسی مسائل غیرخطی که به واسطه خصوصیات فیزیکی به ویژه سطح تماس خاک و سازه (لغزش و جدایش سازه بر روی پی آن) در خاک پدید می آید را در خاک و سازه فراهم می کند. از دیگر ویژگیهای این روش می توان به توانایی روش مستقیم در ، امکان در نظر گرفتن مشخصات خاک غیر همگن در مدلسازی اشاره نمود. برای استفاده از مدلسازی روش مستقیم به دلیل تعداد درجات آزادی خیلی زیاد ، تحلیل مدلسازی با دست غیر ممکن می باشد و حتماً می بایست از نرم افزارهایی استفاده شود که بتوانند محاسبات ریاضی اجزا محدود را به راحتی انجام دهند قبلاً استفاده از این روش با مخارج محاسباتی زیاد و پر هزینه ای همراه بود که امروزه با رشد تکنولوژی انفورماتیک و سرعت و حافظه ی بالای رایانه های شخصی از یک طرف و رشد چشمگیر نرم افزارها در علم اجزا محدود از طرف دیگر ، این مشکل تا حدودی مرتفع گردیده است.

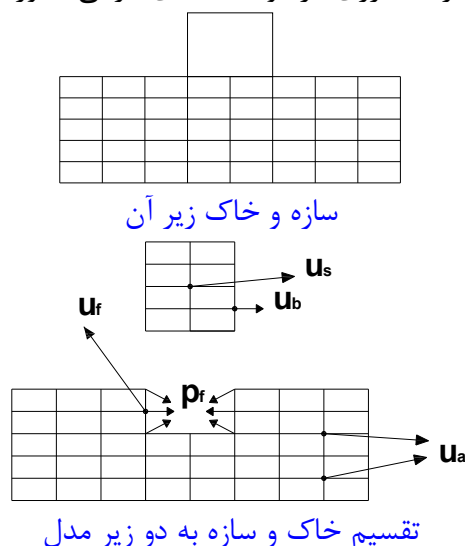


مدل اجزا محدود سه بعدی خاک -سازه با مرزهای ویسکوز

روش زیر سازه

این روش یک روش فیزیکی یکی دیگر از روشهای اعمال اثرات اندرکنش خاک و سازه می باشد. در این روش که در آن از قانون جمع آثار قوا استفاده می شود ابتدا سیستم خاک و سازه به چند قسمت مجزا تقسیم می

شوند سپس هر کدام جداگانه تحلیل شده و در انتها نتایج حاصل با یکدیگر جمع می شوند ، این جدا کردن قسمت های مختلف خاک و سازه به قابلیت های استفاده از این روش می افزاید به طوریکه به عنوان مثال اگر در یک سیستم پی دارای هندسه ساده ولی قسمت های دیگر دارای هندسه پیچیده باشد استفاده از این روش در جهت تحلیل ساده تر سیستم می تواند مفید باشد. در این روش حتی می توان قسمت هایی از سازه دو بعدی و قسمت های دیگر سه بعدی مدل گردد. شایان ذکر است صحت اصل بر هم نهی که در این روش مورد استفاده قرار می گیرد توسط محققانی نظیر (Lysmer (1979 ، (Masseo-Gomez (1975 و (Clough-Penzien (1978 بررسی و به اثبات رسیده است. در شکل یک سازه و خاک زیر آن نمایش داده شده است برای بررسی اثرات اندرکنش خاک و سازه در سازه مورد نظر از روشهای مرزی استفاده می شود. روشهای حل مرزی توسط Chopra و Gutierrez (1973) و Kausel (1978) ابداع شده است برای حل با استفاده از روش زیر سازه مطابق شکل ۸ سیستم کلی خاک و سازه به دو زیر مدل تقسیم می شوند. حرکات میدان آزاد به طور مستقل از طریق تحلیل پاسخ ساختگاه با استفاده از برنامه های رایانه ای موجود و در دسترس محاسبه می شود، سپس این حرکات محاسبه شده ی زمین ، به عنوان شرایط مرزی در موقعیت های گرهی ، مورد استفاده قرار می گیرند.



روش حل مختلط

روش های نوین استفاده از آنالیز و تحلیل اندرکنش خاک و سازه را به طور کلی می توان به سه قسمت اصلی زیر تقسیم نمود.

۱- روشهای میدانی (domain type method)

از روشهای میدانی روش المانهای محدود (FEM) یا روش المانهای تفاضلی (FDM) را می توان نام برد.

۲- روشهای مرزی (Boundary type method)

از روشهای مرزی می توان روش اجزا مرزی (BEM) و یا روش توابع انتگرال مرزی (BIEM) را نام برد.

۳- روشهای حل مختلط (Coupled type method)

در روش حل مختلط دو و یا چند پارامتر موثر روشهای حل جهت ایجاد راه حل مناسب تر با هم ترکیب می شوند.

در هنگام به کار گیری روشهای حل میدانی برای اندرکنش خاک - سازه معمولا با مسئله انعکاس امواج رو به رو می شویم. این انعکاس امواج معمولا از مرزهای بریده شده که در روشهای میدانی ناگزیر به استفاده از آن جهت حل مسئله می باشیم ، پدید می آیند. این اتفاق در حقیقت بر خلاف آنچه که در واقعیت متوجه آن هستیم می باشد و این انعکاس امواج اجازه ی استهلاک آنها را در حرکت به سمت خارج از مدل نداده و جواب های نادرست در پاسخ سیستم به وجود می آید . برای حل این مشکل ایده مرزهای ساختگی توسط محققین ارائه شده است. از این ایده ها می توان ایده مرزهای ویسکوز توسط White et al و Lysmer & Kuhlemeyer ، مرزهای عبور دهنده توسط Liao et al ، مدل مرزهای استوار توسط Kaysel ، ایده ی مرزهای روی هم گذاری توسط Kundall & Kumar و همچنین المانهای نامحدود توسط Chow & Smith را نام برد. روشهای حل مختلط را به دو قسمت اصلی Composite و Hybrid تقسیم می کنند. از روشهای حل Composite می توان به دو روش زیر اشاره نمود.

الف: المانهای محدود + المانهای نامحدود (Coupled finite-element-infinite-element method)

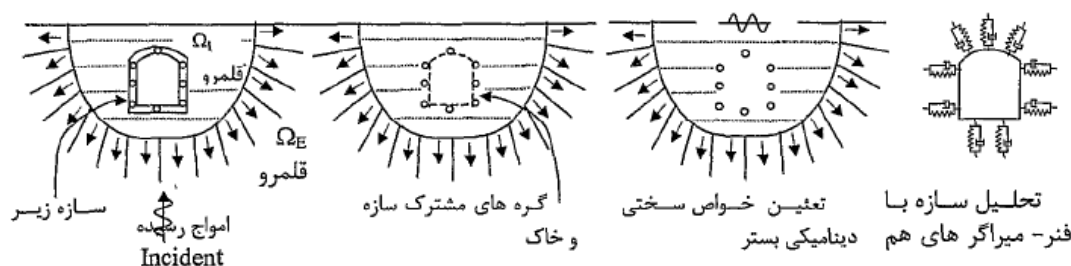
در شکلنحوه ی مدل کردن سازه یک تونل با بستر زیر آن با روش المانهای محدود - المانهای نامحدود نشان داده شده است. در این روش مرزهای قطع شده وجود ندارد و بستر سازه و ساختگاه به دو قسمت اساسی زیر تقسیم شده است .

۱- قلمرو نزدیک (Interior Domain)

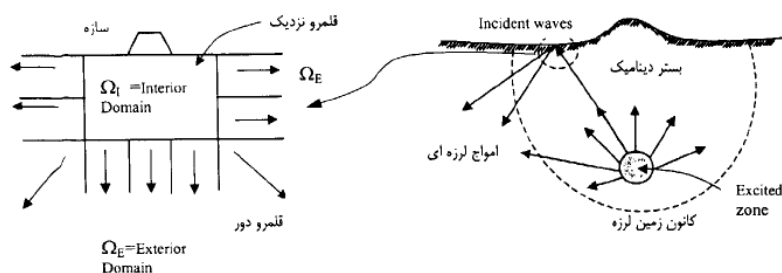
قلمرو نزدیک که به آن قلمرو داخلی نیز می گویند جسم سازه ، پی و قسمت محدودی از خاک اطراف و زیر پی را شامل می شود. این قلمرو با المانهای محدود معمولی مدلسازی می گردد.

۲- قلمرو دور (Exterior Domain)

قلمرو دور که به آن قلمرو خارجی نیز می گویند قسمت باقیمانده از بستر تا بی نهایت را شامل می شود. این قلمرو با المانهای نامحدود مدل سازی می گردد.



مراحل تحلیل اندرکنش یک سازه زیر زمینی با روش کوپل المانهای محدود - المانهای نامحدود



قلمرو دور و نزدیک در روش کوپل المانهای محدود - المانهای نامحدود

مجموعه کوپل شده المانهای محدود- نا محدود قابلیت مدل نمودن محیط هایی با هندسه نا منظم و خصوصیات متعدد و متفاوت مکانیکی را داشته و مسئله تفرق و پخش امواج در محیط بی نهایت را نیز مورد توجه قرار می دهد ، در صورت جایگزینی المانهای نا محدود با مرزهای مقید مسئله ی انعکاس امواج لرزه ای در درون این مرزها از بین رفته و جوابها به واقعیت نزدیک تر خواهد شد. از مزایای استفاده از این روش می توان به ۵ مورد زیر اشاره کرد.

۱- فرمول بندی عناصر نا محدود دینامیکی وابسته به فرکانس لرزه ای است و چون خصوصیات سختی دینامیکی بستر و ساختگاه (سختی و میرایی) نیز وابسته به فرکانس لرزه ای هستند پس این گونه فرمول بندی بهترین انطباق را با تحلیل حوزه فرکانس دارد .

۲- بخش بسیار وسیعی از پهنه بیکران بستر سازه موسوم به قلمرو دور که با المانهای نا محدود مدل می شوند در کاهش حجم و زمان محاسبات بسیار موثر است.

۳- اگر چه در تحلیل و اندرکنش یک سیستم با المانهای نا محدود منحصر به تحلیل حوزه ی فرکانس است ولی تحلیل الاستودینامیک در حوزه زمانی و حتی غیر خطی نیز با برگزیدن توابع تبدیل لاپلاس یا فوریه نیز به راحتی امکان پذیر است.

۴- بسترهای دینامیک با هندسه نا همگون (بسترهای لایه ای و یا غیر واقعی و شیب دار) و نیز دارای خصوصیات دینامیکی متعدد و متفاوت به راحتی با روش المانهای محدود- المانهای نا محدود مدل می شوند.

۵- فرمول بندی المانهای نامحدود امکان در نظر گرفتن گستره ی نا محدود بستر را در هر جهت ممکن می سازد.

ب- المانهای محدود + اجزای مرزی (Coupled finite-element-boundary-element method)

همانطور که قبلاً اشاره شد ، در هنگام به کار گیری روشهای حل میدانی برای اندرکنش خاک - سازه برای گریز از مسئله انعکاس امواج ایده های مرزهای ساختگی توسط محققین ارائه شده است. که این ایده ها خود سبب بوجود آمدن روشهای نوین تحلیل اندرکنش گردید. در زیر روش المانهای محدود + اجزای مرزی را به اختصار بیان می شود.

۱- عبور و انتقال موج ، عدم انعکاس موج و مرزهای غیر فعال (Silent boundaries) همگی از جمله شرایط مرزی خاص برای بدست آوردن انرژی موج می باشند. از جمله این موارد می توان به طور برجسته به مرزهای ویسکوز با عدم انعکاس موج از آنها اشاره کرد که توسط Lysmer&Kuhlemeyer و پس از آنها توسط White و همکارانش ایجاد گردیده است . این روش در بسیاری از موارد برای مسائل مختلف انتشار امواج مورد استفاده قرار می گرفت. استفاده از این روش را می توان موجب کاهش وسعت میث در مسائل المان محدود دانست ولی تعدادی از المانهای محدود مورد نیاز در این روش هنوز بزرگ می باشند ، همینطور در این روش مرزها معمولاً فقط توانایی انتقال امواج افقی و یا استوانه ای را دارا می باشند. از اینرو آنها باید دور از ناحیه ی آشفتگی ی ابتدایی قرار بگیرند.

۲- روش سلول المان محدود بسیار کوچک پایدار (consistent infinitesimal FE cell method) در ابتدا توسط Dasgopta ارائه گردید سپس این روش توسط Wolf و Song در مسائل اندرکنش خاک و سازه به کار گرفته شد. این روش در مقایسه با روش المانهای مرزی یک روش المان محدود مستقل می باشد که این مستقل بودن آن مزیت این روش می باشد. شاید اشکال عمده ای که بر این روش وارد می شود مربوط به مسائل غیر خطی می باشد زیرا در مسائل غیر خطی برای به دست آوردن نتایج قلمرو زمانی معکوس تغییر شکل فوریه (Fast Furier Transform) را وارد می کند. از این رو برای حل مسائل کاربردی مهندسی که مسائل غیر خطی زمین در آنها اهمیت پیدا می کند کاربرد این روش محدودیت پیدا می کند.

۳- المانهای محدود ، که به علت گسترش ذاتی المانهای محدود در رفتار حوزه های بیکران از اهمیت خاصی برخوردار است ، برای اولین بار توسط Bettess برای بدست آوردن مسائل استاتیکی و حالات ثابت مسائل دینامیکی ارائه گردید. از آن به بعد بسیاری از محققین از جمله Media & Penzien ، Khalili و Valliappan & Zhao ، و همکاران موفقیت هایی در بسط فرمول سازی المانهای نامحدود برای مدل کردن مسائل انتشار موج در محیط نیمه بی نهایت پیدا کردند. در این روش که در مبحث المانهای محدود + المانهای نامحدود به صورت مفصل توضیح داده شد شکل تابع برای المانهای نامحدود از راه حل های بنیادی خاص بدست می آید که این راه حل های خاص را نمی توان برای تمام مسائل اندرکنش خاک و سازه به کار برد. از این رو با وجود اینکه هنوز پیشرفت هایی در این زمینه انجام می گیرد ولیکن فقط المانهای حوزه ی فرکانسی برای حل مسائل دینامیکی توسعه داده شده اند.

روشهای مرزی از قبیل BEM ، در یک محیط ایزوتروپیک و محیط با مصالح همگن چه برای محیط های کران دار و چه محیط های بی کران به خوبی جواب می دهند و در این روشها دیگر نیازی به محیط های منفصل نمی باشد که این خود برای مسائل کاربردی بسیار مفید می باشد. این روشها همچنین باعث کاهش قابل توجهی در ابعاد فضایی مسائل می گردد که این خود باعث ارضا شرایط Sommerfeld radiation در بی نهایت می گردد. از این رو هنگامیکه مسائل شامل حوزه های بی نهایت و یا نیمه بی نهایت می گردد هیچ نیازی به مدلسازی میدان دور نمی باشد. دو اشکال عمده که بر این روش گرفته می شود. ایراد اول مربوط به ماتریس ها در مدلسازی می باشد. اگر چه در این روش ماتریس ها خیلی کوچکتر از ماتریس های روش های میدانی می شود

ولیکن معمولاً ماتریس ها نامتقارن ، نا مثبت معین (non positive definite) و کاملاً محصور برای حوزه های تکی و (blockbanded) برای حوزه های چندتایی می باشند. ایراد دوم این روش مربوط به نامناسب بودن آن برای حوزه های ناهمسانگرد ، هندسه های پیچیده و مصالح غیرخطی می باشد. هرچند Cruse و Rizzo روش فرمولاسیون انتگرال مرزی را ارائه کردند که این روش برای مسائل الاستودینامیک به کار برده می شود و نیز Manolis و Beskos تبدیل لاپلاس نسبت به زمان را در برابر توابع معادلات حرکت به کار گرفتند . ولی اولین کسی که در زمینه ی تحلیل حوزه زمانی کار کرد، Cole و همکارانش بودند. همچنین Niwa و همکارانش برای حل فونداسیونهای انتقالی سه بعدی از مسائل دو بعدی استفاده کردند ، آنها با استفاده از مختصات های سه بعدی نقش زمان متغیر وابسته را شرکت دادند. Mansur اولین کسی بود که روش الگوریتم مرحله زمانی را برای استفاده در فونداسیونهای انتقالی دو بعدی به کار گرفت. سپس Antes این روش را برای شرایط اولیه غیر صفر بسط داد. Israil و Banerjee با استفاده از روابط ساده و صریح در فونداسیونها ، بهبودی در این روش مهیا ساختند. روشهای مختلف المانهای محدود – المانهای مرزی که از مزایای دو روش ترکیبی استفاده می کنند توسط صاحب نظران با ادبیات های مختلف پیشنهاد شده اند. Zienkiewicz و همکارانش ، Georgious&Brebba برای مسائل الاستواستاتیک و Meek&Beer نیز برای مسائل الاستوپلاستیسیته از اولین صاحب نظران این روش بودند. در روش های حل المانهای محدود – المانهای مرزی Beskos&coworkers از اولین کسانی بودند که فونداسیون های انعطاف پذیر دو و سه بعدی را مورد رسیدگی قرار دادند. آنها با مدلسازی المانهای محدود و ترکیب آن با فضای نیمه بی نهایت با استفاده از المانهای مرزی به این مهم دست یافتند ، سپس von Estroff & coworkers روش مختلط عمومی FE-BE را برای مسائل حوزه زمانی ارائه کردند.

پ- روشهای پیوندی (HYBRID APPROACH)

سه شکل اصلی روشهای HYBRID شامل ترکیبی از راه حل های خاص برای محیط های نیمه بینهایت با راه حل های المان محدود برای ناحیه درونی محدود، در مطالعه تشعشع و تفرق امواج الاستیک به کار گرفته شده است.

شکل اول روشهای HYBRID بر اساس معرفی یک میدان خارجی پایه گذاری شده است که این میدان خارجی بوسیله چشمه های پخش شده ای در سرتاسر یک سطح داخلی که وجه مشترکی بین فضای داخلی و فضای خارجی می باشند، مشخص می گردد . در این فضا شرایط پیوستگی نیز اعمال گردیده است. سه نظریه مختلف مشخص در این روش توسط Murakami و همکاران ، Shah و همکاران و Mita&Takanashi توصیف شده است. می توان گفت که شکل اول HYBRID از این لحاظ قابل توجه است که بر اساس ترکیب روش المانهای محدود با روشهای معادله انتگرال مرزی غیر مستقیم قابل کاربرد برای مسائل سه بعدی در یک فضای لایه بندی شده ی نیمه بی نهایت می باشد ، که البته این نیز خود معمولاً به محاسبات عددی حجیم توابع گرین برای فضای نیمه بی نهایت نیازمند است.

شکل دوم روشهای HYBRID شامل معرفی یک میدان خارجی به وسیله صدور اشکال مختلف توابع موج ناشی شده از یک نقطه در ناحیه داخلی می باشد. Murakami و همکاران و Shah و همکاران به شیوه های متفاوت این روش را تشریح کرده اند. یکی از عیوب این روش این است که از کاربرد موثر این روش به لایه های میانی محدود می شود.

شکل سوم روشهای HYBRID ، روش حذفی زیر سازه می باشد که توسط Dusgupta ارائه گردید. این روش حذفی ترکیبی از رابطه نیرو- جابجایی برای سر چشمه ها و دریافت کننده هایی که بر روی سطح بی نهایت حفاری نشده واقع شده اند را شامل می شود که به وسیله یک روش پیوسته با رابطه نیرو- جابجایی المان محدود برای ناحیه حفاری شده محدود به منظور بدست آوردن رابطه نیرو- جابجایی برای یک ناحیه حفاری شده نیمه بی نهایت بدست می آید. تعدادی از محاسبات توابع گرین برای ناحیه حفاری نشده ، نتایج سر چشمه ها و دریافت کننده هایی که بر روی سطح بی نهایت حفاری نشده واقع شده اند را به طور قابل توجهی کاهش می دهد. این روش همچنین برای لایه بندی محیط نیمه بی نهایت به راحتی قابل استفاده است.



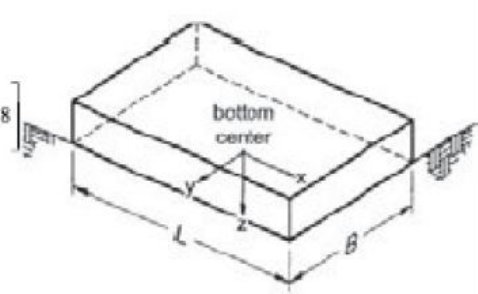
روش HYBRID

(a) : سطح نیمه بی نهایت حفاری شده -b: سطح نیمه بی نهایت حفاری نشده- c: سطح حفاری)

مقایسه روشهای تحلیل

در روشهای حل اندرکنش روشهای جرم-فنر میراگر ، روش مستقیم ، روش زیر سازه و روشهای مختلط ارائه گردید. اگر چه حل مسائل ساده با روشهای جرم - فنر - میراگر به روش دستی ساده تر می باشد ولی اغلب این مدلها برای پی های منفرد دایره ای صلب متکی بر نیم فضای ویسکوالاستیک قابل کاربرد است ، اگر چه مطالعات زیادی بر روی این روشها انجام شده است ولی در اینگونه روشها اثرات عوامل مختلفی از جمله : خاکهای لایه ای روی بستر سنگی ، مدفون بودن پی ها ، پی ها با شکل غیر دایره ای ، پی های انعطاف پذیر ، پی های شمعی و غیره عموماً به صورت تقریبی در نظر گرفته می شود و از جهت دیگر با توجه به رشد برنامه های رایانه ای المان محدود نیازی به حل به روش دستی نمی باشد. روشهای مختلط از دقت بسیار مناسبی برخوردار هستند ولی کاربرد این روشها به علت شرایط خاص اولیه آنها برای مسائل گوناگون محدود می شود. روش مستقیم و روش زیر سازه با توجه به دقت مناسبی که دارا می باشند در مسائل گوناگون غیر خطی نیز کاربرد دارند. روش مستقیم با توجه به همزمان مدل کردن خاک و سازه امکان بررسی مسائل غیرخطی که به

واسطه خصوصیات فیزیکی به ویژه سطح تماس خاک و سازه (لغزش و جدایش سازه بر روی شایان ذکر است T.M.Lok , R.B.Seed در تحقیقات خود به بررسی مقایسه روشهای کوپله و غیر کوپله پرداختند که با مقایسه جوابهای این روشها با مدلهای آزمایشگاهی به این نتیجه رسیدند که: " در تهیه نتایج، فرمولسازی کوپله در مقایسه با آنهايي که از فرمولسازی های غیر کوپله استفاده شده معمول بدست می آیند موفق تر است و سهولت محاسبه اندرکنش میان خاک و سازه در یک مرحله از مزایای آن می باشد. اگر چه فرمولسازی های غیر کوپله هم به طور گسترده ای در طراحی و ارائه موفق تحلیل مسائل اندرکنش استفاده می شوند ولی مشکل تعیین کردن اختلالات فرکانسی بالا، از حرکات ورودی تغییر مکان اعمال شده در رو سازه را نیز دارا می باشند." روشهای متعددی برای حل یک سیستم اندرکنش گر ارائه گردید ولی هر یک دارای مزایا و معایبی می باشد در جدول زیر سعی بر آن شده است تا مقایسه ای بین روشهای حل صورت پذیردپی آن) در خاک پدید می آید را در خاک و سازه فراهم می کند.

Degree of Freedom	Stiffness of Foundation at Surface	Note
Translation along x-axis	$K_{x,sof} = \frac{GB}{2-\nu} \left[3.4 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 1.2 \right]$	 Orient axes such that $L > B$. If $L = B$, use x-axis equations for both x-axis and y-axis.
Translation along y-axis	$K_{y,sof} = \frac{GB}{2-\nu} \left[3.4 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 0.4 \frac{L}{B} + 0.8 \right]$	
Translation along z-axis	$K_{z,sof} = \frac{GB}{1-\nu} \left[1.58 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.75} + 0.8 \right]$	
Rocking about x-axis	$K_{rx,sof} = \frac{GB^3}{1-\nu} \left[0.4 \left(\frac{L}{B} \right) + 0.1 \right]$	
Rocking about y-axis	$K_{ry,sof} = \frac{GB^3}{1-\nu} \left[0.47 \left(\frac{L}{B} \right)^{2.4} + 0.034 \right]$	
Torsion about z-axis	$K_{tz,sof} = GB^3 \left[0.53 \left(\frac{L}{B} \right)^{2.45} + 0.51 \right]$	

Degree of Freedom	Correction Factor for Embedment	
Translation along x-axis	$\beta_x = \left(1 + 0.21\sqrt{\frac{D}{B}}\right) \cdot \left[1 + 1.6\left(\frac{hd(B+L)}{BL^2}\right)^{0.4}\right]$	
Translation along y-axis	$\beta_y = \left(1 + 0.21\sqrt{\frac{D}{L}}\right) \cdot \left[1 + 1.6\left(\frac{hd(B+L)}{LB^2}\right)^{0.4}\right]$	
Translation along z-axis	$\beta_z = \left[1 + \frac{1}{21}\frac{D}{B}\left(2 + 2.6\frac{B}{L}\right)\right] \cdot \left[1 + 0.32\left(\frac{d(B+L)}{BL}\right)^{0.8}\right]$	
Rocking about x-axis	$\beta_{\alpha} = 1 + 2.5\frac{d}{B}\left[1 + \frac{2d}{B}\left(\frac{d}{D}\right)^{-0.2}\sqrt{\frac{B}{L}}\right]$	$d = \text{height of effective sidewall contact (may be less than total foundation height)}$
Rocking about y-axis	$\beta_{\alpha} = 1 + 1.4\left(\frac{d}{L}\right)^{0.6}\left[1.5 + 3.7\left(\frac{d}{L}\right)^{1.9}\left(\frac{d}{D}\right)^{0.6}\right]$	
Torsion about z-axis	$\beta_{\alpha} = 1 + 2.6\left(1 + \frac{B}{L}\right)\left(\frac{d}{B}\right)^{0.9}$	

$$G_0 = \frac{\gamma V_{s0}^2}{g} \quad r_m = \sqrt[4]{\frac{4I_0}{\pi}} \quad r_a = \sqrt{\frac{A_0}{\pi}}$$

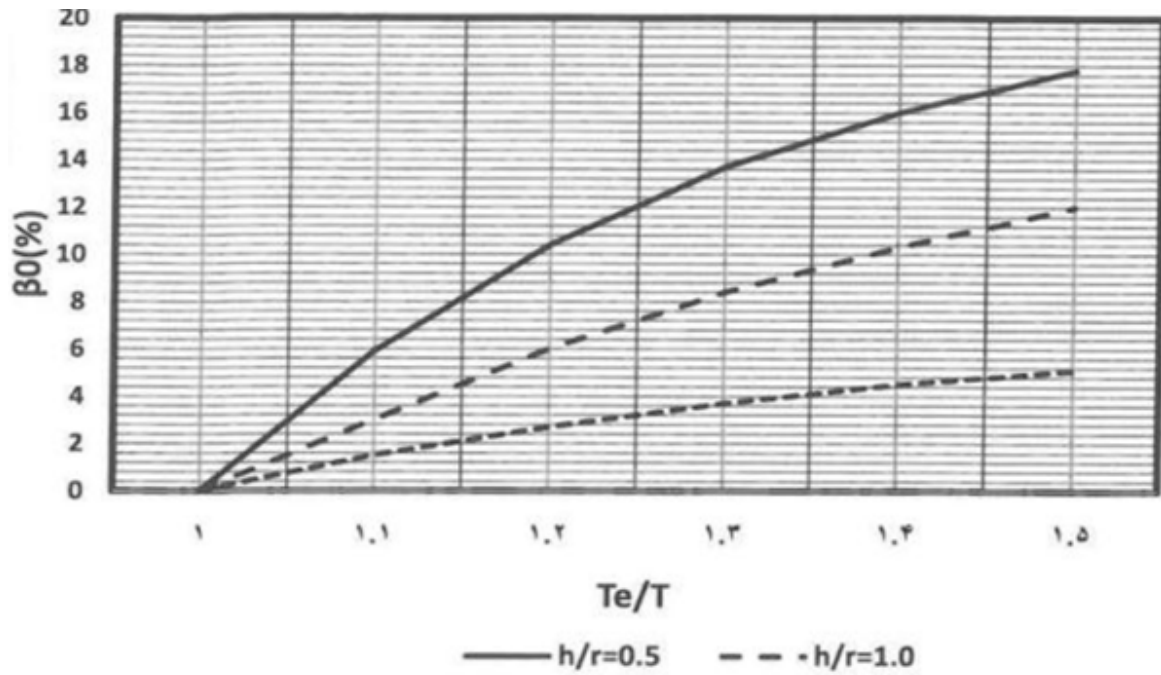
$$K_y = \frac{8Gr_a}{2-\nu} \quad K_{\theta} = \frac{8Gr_m^3\alpha_{\theta}}{3(1-\nu)}$$

$$K_y = \left(\frac{8Gr_a}{2-\nu}\right) \left(1 + \frac{2}{3} \frac{d}{r_a}\right) \quad K_{\theta} = \left(\frac{8Gr_m^3\alpha_{\theta}}{3(1-\nu)}\right) \left(1 + 2 \frac{d}{r_m}\right)$$

$$\tilde{T} = T \sqrt{1 + \frac{\bar{k}}{k_y} \left(1 + \frac{k_y \bar{h}^2}{k_{\theta}}\right)}$$

$$\bar{K} = 4\pi^2 \left(\frac{\bar{W}}{gT^2}\right)$$

$$T_e = T \sqrt{1 + \frac{25\alpha r_a \bar{h}}{V_s^2 T^2} \left(1 + \frac{1.12 r_a \bar{h}^2}{\alpha_\theta r_m^3}\right)} \quad \alpha = \frac{\bar{W}}{\gamma A_0 \bar{h}}$$



$$\beta_e = \beta_0 + \frac{0.05}{\left(\frac{T_e}{T}\right)^3} \quad 0.05 \leq \beta_e \leq 0.2$$

$$r = r_a = \sqrt{\frac{A_0}{\pi}}$$

$$\frac{\bar{h}}{L_0} \leq 0.5$$

$$r = r_m = \sqrt[4]{\frac{4I_0}{\pi}}$$

$$\frac{\bar{h}}{L_0} \geq 1$$

$$r = 2 \left(\frac{\bar{h}}{L_0} - 0.5\right) (r_\theta - r_a) + r_a \quad 0.5 \leq \frac{\bar{h}}{L_0} \leq 1 \quad \text{اگر}$$

$$\beta'_0 = \left(\frac{4D_s}{V_s T_e} \right)^2 \beta_0$$

$$V_{eu} = V_u - \Delta V_u$$

$$\Delta V_u = \left[C - \bar{C} \left(\frac{0.05}{\beta_e} \right)^{0.4} \right] \bar{W} \leq 0.15 V_u$$

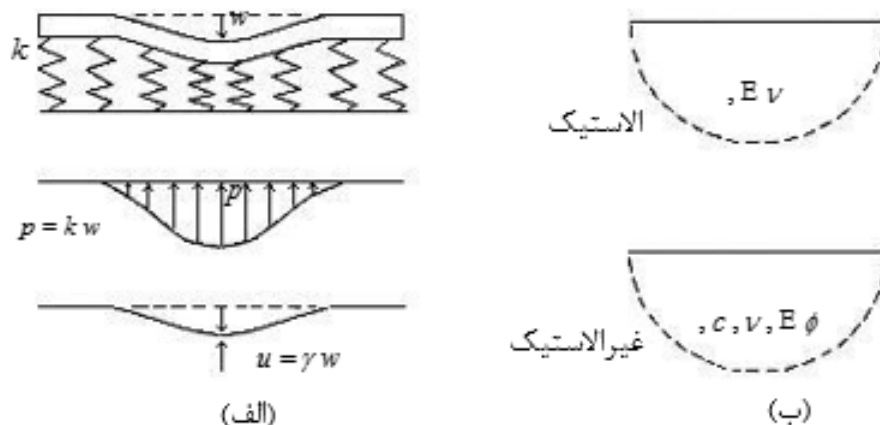
$$C_{eu} = 0.3C + 0.7\bar{C} \left(\frac{0.05}{\beta_e} \right)^{0.4} \quad \bar{\delta}_x = \frac{V_{eu}}{V_u} \left[\frac{M_{0u} h_x}{K_\theta} + \delta_x \right]$$

همانطور که می‌دانیم دقیق‌ترین روش تحلیل لرزه‌ای این است که فرض نماییم سازه ما تحت شتاب زلزله‌ای که قبلاً در یک منطقه رخ داده است قرار دارد و آنگاه با استفاده از روشهای دینامیک، سازه را تحلیل کنیم. این تحلیل، تحلیلدینامیکی تاریخچه زمانی نام دارد. بنابراین در یک تحلیل دقیق لازم است از این روش استفاده گردد. البته هدف از طرح لرزه‌ای یک سازه این نیست که که سازه ما در یک زلزله هیچ گونه آسیبی نبیند؛ بلکه آن است که آسیبهای جدی به سازه وارد نشود و ساختمان بتواند جان ساکنین خود را حفظ نماید(طرح الاستیک یک سازهامکان پذیر است اما از نظر اقتصادی مقرون به صرفه نیست).

۱- بصورت مجموعه‌ای از فنر (بر مبنای نظریه وینکلر Winkler)

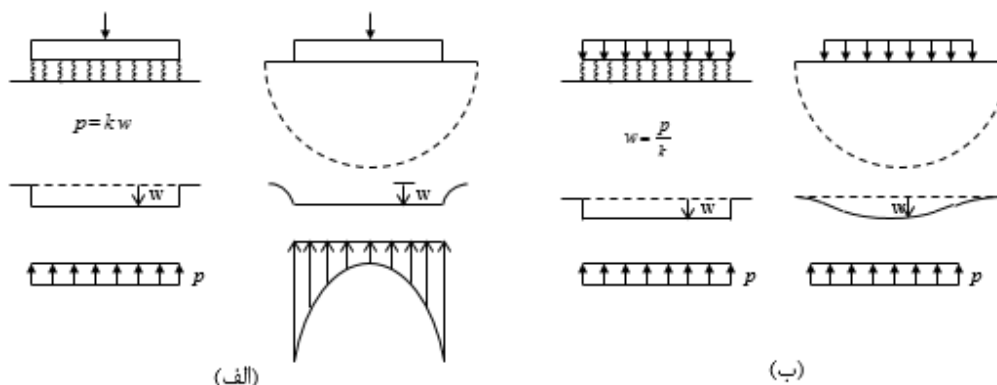
۲- بصورت یک محیط پیوسته continuum که اغلب به آن نیم فضای همگن گفته می‌شود.

بر اساس نظریه وینکلر، فشار تماسی p در هر نقطه از زیر یک پی، متناسب با نشست w در آن نقطه است؛ یعنی: $p = k \cdot w$ ثابت k ، مدول عکس‌العمل بستر یا سختی وینکلر نامیده می‌شود. در این حالت، رفتار خاک همانند یک سیال چگال است و واحد k مانند واحد وزن مخصوص (γ) خواهد بود. در روش دوم، خاک با یک محیط پیوسته الاستیک یا غیر الاستیک نشان داده می‌شود. مورد اول که به آن نیم فضای الاستیک elastic half-space می‌گویند با روشهای تئوری الاستیسیته قابل بررسی است (با استفاده از مدول یانگ E و نسبت پواسون ν خاک).



مدل کردن خاک: الف-فنرهای وینکلر، ب-محیط پیوسته الاستیک یا غیرالاستیک

مورد دوم که دارای پیچیدگی بیشتری است فقط می‌تواند با روشهای عددی (مانند اجزاء محدود) بررسی گردد (پارامترهای چسبندگی c و زاویه اصطکاک داخلی ϕ نیز اضافه می‌شوند).



رفتار پی در مدل‌های مختلف: الف-شالوده گسترده صلب، ب-شالوده گسترده انعطاف‌پذیر

رفتار دو مدل (یعنی مدل وینکلر و محیط پیوسته) در دو حالت حدی: سختی پی نسبت به خاک برابر بینهایت، و سختی پی نسبت به خاک برابر صفر را نشان می‌دهد.

تفاوت قابل توجهی بین دو مدل خاک در توزیع فشار زیر پی صلب (شکل الف) و نشست پی بسیار انعطاف‌پذیر (شکل ب) مشاهده می‌شود. تفاوت دوم، نقصی از مدل وینکلر را نشان می‌دهد؛ زیرا در مدل وینکلر فقط نقاط زیر پی دارای نشست هستند. اما در حالت واقعی، چون خاک یک محیط پیوسته است قسمتهایی از خاک که در خارج از سطح پی قرار گرفته‌اند نیز به همراه خاک زیر سطح پی نشست می‌کنند که باعث می‌شود شالوده‌ای که تحت بارهای یکنواخت قرار دارد به شکل یک منحنی (dish) درآید. به منظور رفع این نقص پیشنهاد شده است که در مدل وینکلر، سختی فنرهای کناری شالوده افزایش داده شود. اگرچه فرض رفتار الاستیک خطی، یک

ساده‌سازی از رفتار پیچیده خاک و بتن به شمار می‌رود، ولی با انتخاب مناسب پارامترهای الاستیک معادل، این تئوری چهار چوبی سازگار در تحلیل فراهم آورده و با موفقیت در انواع وسیعی از مسائل ژئوتکنیک و سازه بکار رفته است.

تئوری الاستیک مزیت بزرگتری نیز بر نظریه وینکлер دارد و آناین است که پارامترهای الاستیک خاک (E و ν) بر خلاف مدول عکس‌العمل بستر (k)، دارای مفهوم فیزیکی بوده و خاصیتی از خاک به شمار می‌روند. اما با توجه به سادگی و توانایی مدل وینکлер برای درنظرگیری انواع مشخصات غیرخطی و همچنین حجم و زمان محاسباتی کمتر، این مدل کاربرد گسترده‌ای در مسائل اندرکنش یافته است.

تعیین مدول عکس‌العمل بستر

ضریب k را می‌توان از سه روش: آزمایش بارگذاری صفحه، جداول نمونه، و محاسبه نشست پی بدست آورد. در آزمایش بارگذاری صفحه، مدول عکس‌العمل بستر از آزمایش انجام شده بر روی یک صفحه فولادی مربعی (معمولاً دارای بعد ۳۰ سانتیمتر) محاسبه می‌شود که این مدول باید برای شکل و ابعاد شالوده اصلاح گردد. عیب این روش این است که فقط ضخامت محدودی از خاک بارگذاری می‌شود.

روش دوم استفاده از جداول ارائه شده در تألیفات مختلف است. در این جداول، حدود تغییرات این ضریب بر حسب نوع خاک و یا بر حسب اعداد SPT (آزمایش نفوذ استاندارد) آورده شده است.

در روش سوم، مدول عکس‌العمل بستر از محاسبه نشست یک پی واقعی با استفاده از روشهای مکانیک خاک بدست می‌آید. در این حالت، شالوده را می‌توانصلب و تحت فشار معادل ناشی از کل بار بر روی سطح پی فرض

نمود که خواهیم داشت: $k = \frac{\bar{q}}{w}$ که $\bar{q}$ متوسط فشار اعمالی و w متوسط نشست شالوده صلب است.

این روش، درنظرگرفتن لایه‌های مختلف خاک در معرض ترازهای مختلف تنش را میسر می‌سازد. همچنین با محاسبه نشستهای کوتاه مدت و بلند مدت، می‌توانمدولهایی برای تحلیلهای کوتاه مدت و بلند مدت بدست آورد. منظور از نشست بلند مدت، نشست ناشی از تحکیم و خزش می‌باشد.

ایجاد رابطه‌ای بین مدول عکس‌العمل بستر (k) و پارامترهای الاستیک خاک (E و ν) ساده نیست، زیرا سختی شالوده نیز در این رابطه مؤثر است. می‌دانیم نشست پی قرار گرفته بر یک نیم فضای همگن الاستیک تحت فشار

اعمالی q از رابطه زیر بدست می‌آید: (۳-۲) $w = qB \frac{1-\nu^2}{E} I_B$ که B عرض پی و I_B ضریب شکل پی است.

بنابراین، در یک پی مستطیلی با ابعاد w ، اگر مقدار مدول عکس‌العمل بستر را در مساحت پی ضرب کنیم سختی

$$K = k \cdot A = \frac{L}{I_B} \left(\frac{E}{1-\nu^2} \right) = \frac{2GL}{I_B(1-\nu)}$$

میرایی خاک و پی

میرایی خاک و پی را می‌توان به دو بخش تقسیم نمود:

الف - میرایی تشعشی (هندسی): ماهیت زلزله موج است که این امواج مانند امواج نوری دارای شکست (انکسار) و بازتاب (انعکاس) هستند. هنگامی که موج زلزله از یک محیط نرم مانند خاک به یک محیط سخت مانند پی می‌رسد مقداری از این امواج منعکس می‌شوند. میرایی ناشی از این بازتاب امواج را میرایی تشعشی radiation damping می‌گویند.

چون این میرایی علاوه بر مشخصات خاک و بسامد امواج، به شکل پی نیز بستگی دارد آن را میرایی هندسی نیز می‌نامند. بدیهی است هرچه پی بزرگتر باشد میرایی هندسی بیشتر خواهد بود.

ب - میرایی مادی (داخلی): توده خاک بسته به جنس دانه‌ها و تراکم خود، قابلیت جذب مقداری از انرژی زلزله را دارد (میرایی هیسترتیک). به این میرایی، میرایی مادی material damping می‌گویند که به بسامد امواج نیز بستگی دارد. اگر $\bar{K}$ سختی دینامیکی خاک و β_0 نسبت میرایی خاک باشد میرایی مادی برابر خواهد بود با:

$$C_2 = 2m\omega\beta_0 = \frac{2\bar{K}}{\omega}\beta_0$$

پارامتر β_0 ناشی از جنس دانه‌های خاک است و بنابراین برای خاکهای مختلف تفاوت زیادی نمی‌کند. مقدار β_0 از حدود ۴ تا ۵ درصد در کرنش‌های پایین، تا حدود ۲۵ تا ۳۰ درصد در کرنش‌های بالا تغییر می‌کند و بنابراین بسیار وابسته به بارگذاری است. پارامتر $2\bar{K}/\omega$ ناشی از تراکم و سفتی خاک است که به بسامد بارگذاری نیز بستگی دارد. میرایی کل، حاصل جمع میرایی هندسی (C_1) و میرایی مادی (C_2) است، یعنی: $C_{total} = C_1 + C_2$ در حقیقت، C_1 میرایی حاصل از پخش انرژی و C_2 میرایی حاصل از استهلاک انرژی است.

توابع امپدانس impedance دینامیکی خاک

منظور از امپدانس مقاومت یا عکس‌العمل خاک (سختی و میرایی) در برابر بارهای اعمالی است. در یک تحریک هارمونیک، امپدانس دینامیکی از نسبت بین نیروی (یا لنگر) R و برآیند جابجایی (یا چرخش) U در مرکز پی

$$S_z = \frac{R_z(t)}{U_z(t)}$$

تعیین می‌شود. مثلاً امپدانس قائم برابر است با

$$\text{که در آن: } R_z(t) = R_z e^{i\omega t} = \text{نیروی هارمونیک قائم}$$

$$U_z(t) = U_z e^{i\omega t} = \text{جابجایی هارمونیک قائم در سطح تماس خاک و پی}$$

در هر شش مود ارتعاش بدلیل وجود میرایی در سیستم، R و U همفاز نیستند. مرسوم است که از عبارت مختلط

$$S = \bar{K} + i\omega \bar{C}$$

برای بیان امپدانس استفاده شود:

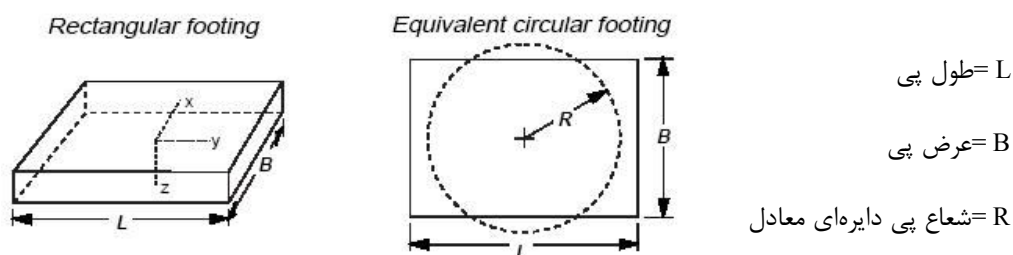
هر دوی سختی و میرایی یعنی $\bar{K}$ و $\bar{C}$ تابعی از بسامد هستند. در عمل، مشخصات خاک مستقل از بسامد هستند اما بدلیل تأثیر بسامد بر نیروی اینرسی، این وابستگی به آنها نسبت داده می‌شود. رابطه (۲-۱۰) برای هر مود ارتعاش، یک شبیه‌سازی از سیستم پی و خاک واقعی را بصورت سیستمی که شامل همان پی است ولی بر یک فنر و میراگر با ثابتهای $\bar{K}$ و $\bar{C}$ قرار گرفته، نشان می‌دهد.

فرمولهای محاسبه ضرائب سختی و میرایی

این فرمولها را می‌توان به دو دسته: مستقل از بسامد (ضرائب استاتیکی) و وابسته به بسامد (ضرائب دینامیکی) تقسیم نمود.

ضرائب مستقل از بسامد

در محدوده بسامدهای تحریک پایین (مانند امواج زلزله) استفاده از ضرائب استاتیکی مستقل از بسامد، دارای دقت کافی استدر این حالت، ابتدا شعاع پی دایره‌ای معادل با پی مستطیلی اصلی از جدول محاسبه می‌شود؛ پی معادل دارای شعاعی است که سختی مساوی با پی اصلی را در هر درجه آزادی ایجاد نماید سپس سختی پی معادل بدست می‌آید و آنگاه این سختی بر اساس شکل پی و ارتفاع خاک روی پی اصلاح می‌گردد



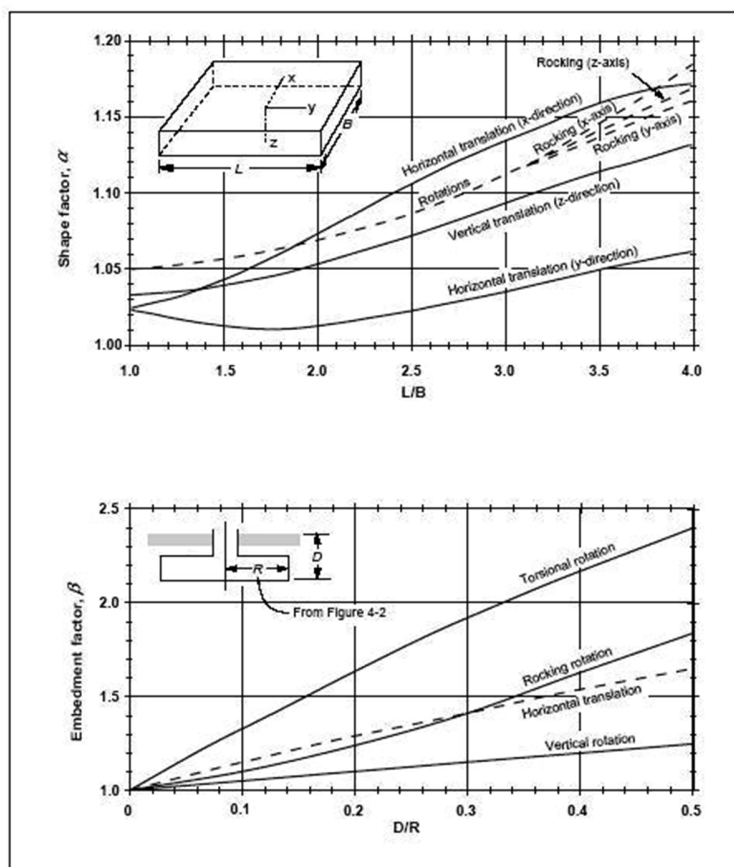
: پی دایره‌ای معادل با پی اصلی

درجه آزادی	انتقال (قائم یا افقی)	چرخش گهواره‌ای		پیچش (حول Z)
		حول x	حول y	
شعاع معادل R	$\left(\frac{BL}{\pi}\right)^{1/2}$	$\left(\frac{BL^3}{3\pi}\right)^{1/4}$	$\left(\frac{B^3L}{3\pi}\right)^{1/4}$	$\left(\frac{BL(B^2 + L^2)}{6\pi}\right)^{1/4}$

تعیین شعاع پی دایره‌ای معادل در هر درجه آزادی

چرخش پیچشی	چرخش گهواره‌ای	انتقال افقی	انتقال قائم	درجه آزادی
$\frac{16GR^3}{3}$	$\frac{8GR^3}{3(1-\nu)}$	$\frac{8GR}{2-\nu}$	$\frac{4GR}{1-\nu}$	K_0

محاسبه سختی پی دایره‌ای معادل



تعیین ضرایب α و β

در جدول و نمودارهای فوق، از پارامترهای زیر استفاده می‌شود:

- G = مدول برشی خاک
- ν = نسبت پواسون خاک
- D = ارتفاع خاک روی پی
- α = ضریب تصحیح شکل شالوده (تابع L/B)
- β = ضریب جایگیری پی (تابع D/R)
- K_0 = ضریب سختی پی دایره‌ای معادل

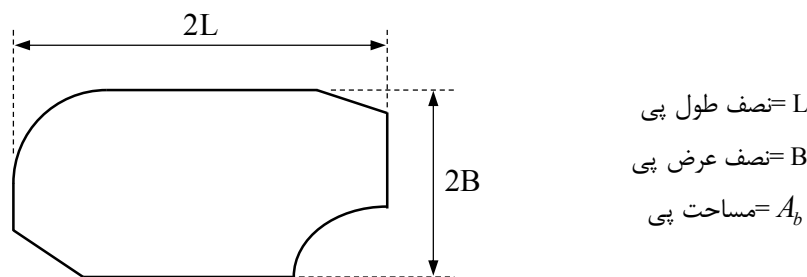
ضریب K که سختی فنرهای پی اصلی در درجات آزادی مختلف است از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$K = \alpha \beta K_0$$

ضرایب α و β از نمودارهای شکل بدست می‌آیند.

ضرائب وابسته به بسامد

هنگامی که بارگذاری دینامیکی از نوع بسامد بالا باشد (مانند پی ماشین‌آلات)، باید ضرائب استاتیکی را براساس این بسامد، اصلاح نمود. در بارگذاری استاتیکی و همچنین بارگذاری دینامیکی با بسامد پایین، هر دوی فرمولهای مستقل از بسامد و وابسته به بسامد، به نتایج تقریباً مساوی منتهی می‌شوند؛ البته روش دوم دارای دقت بیشتری است و برای هر نوع شکل پی قابل استفاده است.



طرحی از پی دارای شکل دلخواه

جدول زیر روابط محاسبه ضرائب سختی و میرایی دینامیکیهای سطحی دارای ارتعاش هارمونیک قرار گرفته بر نیم فضای همگن را نشان می‌دهد. در این جدول، G مدول برشی خاک، ν نسبت پواسون خاک، ρ جرم حجمی خاک و ω بسامد ارتعاش دستگاه یا یکی از بسامدهای غالب موج زلزله است. I_{bx} ، I_{by} و I_{bz} ممان اینرسیهای سطح تماس خاک و پی به ترتیب حول محورهای x ، y و z می‌باشند ($I_{bz} = I_{bx} + I_{by}$).

پارامترهای V_{La} و V_s که به ترتیب سرعت انتشار موج برشی و سرعت انتشار موج فشاری-کششیدر خاک هستند از روابط زیر محاسبه می‌شوند: دو پارامتر χ و a_0 که به ترتیب، ضریب شکل پی و بسامد بدون بُعد نام دارند برابرند با:

$$a_0 = \frac{\omega \cdot B}{V_s} \quad \chi = \frac{A_b}{4L^2} V_{La} = \frac{3.4}{\pi(1-\nu)} V_s V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}}$$

شکل ارتعاش	سختی استاتیکی K	ضریب سختی دینامیکی k	میرایی تشعشعی C
انتقال قائم z	$K_z = \frac{2GL}{1-\nu} (0.73 + 1.54\chi^{0.75})$	$k_z = k_z \left(\frac{L}{B}, \nu; a_0 \right)$	$\bar{C}_z = (\rho V_{La} A_b).c_z$ $c_z = c_z (L/B; a_0)$
انتقال افقی y	$K_y = \frac{2GL}{2-\nu} (2 + 2.50\chi^{0.85})$	$k_y = k_y \left(\frac{L}{B}; a_0 \right)$	$\bar{C}_y = (\rho V_s A_b).c_y$ $c_y = c_y (L/B; a_0)$
انتقال افقی x	$K_x = K_y - \frac{0.2}{0.75-\nu} GL \left(1 - \frac{B}{L} \right)$	$k_x \approx 1$	$\bar{C}_x = \rho V_s A_b$
چرخش rx	$K_{rx} = \frac{G}{1-\nu} I_{bx}^{0.75} \left(\frac{L}{B} \right)^{0.25} \left(2.4 + 0.5 \frac{B}{L} \right)$	$k_{rx} \approx 1 - 0.20 a_0$	$\bar{C}_{rx} = (\rho V_{La} I_{bx}).c_{rx}$ $c_{rx} = c_{rx} (L/B; a_0)$
چرخش ry	$K_{ry} = \frac{3G}{1-\nu} I_{by}^{0.75} \left(\frac{L}{B} \right)^{0.15}$	$k_{ry} \approx \begin{cases} 1 - 0.26 a_0 & : \nu < 0.4 \\ 1 - 0.26 a_0 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.30} & : \nu \approx 0.5 \end{cases}$	$\bar{C}_{ry} = (\rho V_{La} I_{by}).c_{ry}$ $c_{ry} = c_{ry} (L/B; a_0)$
پیچش z	$K_t = 3.5 G I_{bz}^{0.75} \left(\frac{B}{L} \right)^{0.4} \left(\frac{I_{bz}}{B^4} \right)^{0.2}$	$k_t \approx 1 - 0.14 a_0$	$\bar{C}_t = (\rho V_s I_{bz}).c_t$ $c_t = c_t (L/B; a_0)$

جدول - محاسبه ضرائب سختی و میرایی دینامیکی پی

در روابط فوق، K و C سختی و میرایی استاتیکی هستند. $k(\omega)$ و $c(\omega)$ ضرائب دینامیکی وابسته به بسامد

تحریک، نسبت پواسون خاک و ابعاد پی می باشند که از نمودارهای تعیین می شوند
باید توجه داشت که میرایی بدست آمده از جدول، میرایی تشعشعی است و برای محاسبه کل میرایی، باید این
میرایی را با میرایی مادی جمع نمود

حالت ۱- انتقال قائم

شکل زیر یک پی صلب تحت اثر نیروی قائم را نشان می دهد:

$$\left. \begin{aligned} P &= K_v \cdot v \\ P &= \sum K'_v \cdot v \end{aligned} \right\} \Rightarrow K_v \cdot v = n \cdot K'_v \cdot v \Rightarrow K'_v = \frac{K_v}{n}$$

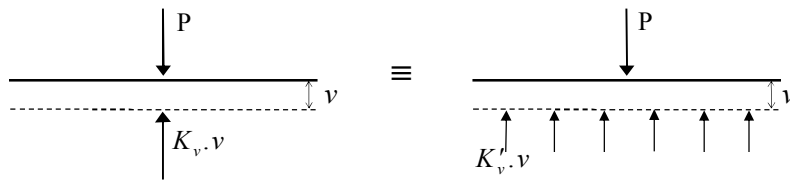
K_v = سختی قائم فنر منفرد (که با توجه به ابعاد پی، از جدول بدست آمده است)

K'_v = سختی قائم هر یک از فنرهای مجموعه

جابجایی ناشی از این بارگذاری بصورت زیر است:

از برابر قرار دادن نیروها خواهیم داشت

حالت ۲- انتقال افقی



$v =$ جابجایی قائم (نشست پی)
 $n =$ تعداد فنرهای مجموعه در انتقال قائم

این حالت شبیه به حالت قبل می‌باشد، بنابراین:

حالت ۳- چرخش

در شکل زیر، یک پی صلب تحت لنگر چرخشی نشان داده شده است:



$K_\theta =$ سختی چرخشی فنر منفرد (که با توجه به ابعاد پی، از جدول بدست آمده است)

$K'_\theta =$ سختی چرخشی هر یک از فنرهای مجموعه

در اثر این بارگذاری، داریم: برابر قرار دادن لنگرهای شکل فوق

$$\Rightarrow K_\theta \cdot \theta = \theta \left(n \cdot K'_\theta + \sum_{i=1}^n K'_v \cdot x_i^2 \right) \Rightarrow K_\theta = n \cdot K'_\theta + \sum_{i=1}^n K'_v \cdot x_i^2$$

$$K'_\theta = \frac{1}{n} \left(K_\theta - \frac{K_v}{n} \sum_{i=1}^n x_i^2 \right)$$

حالت ۴- پیچش

در این حالت، با توجه به حالت قبلخواهیم داشت:

$$K'_t = \frac{1}{n} \left(K_t - \frac{K_y}{n} \sum_{i=1}^n x_i^2 - \frac{K_x}{n} \sum_{i=1}^n y_i^2 \right)$$

که در آن:

K_t = سختی پیچشی فنر منفرد (کل پی)

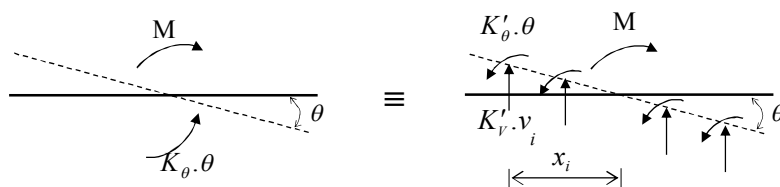
K'_t = سختی پیچشی هر یک از فنرهای مجموعه

n = تعداد فنرهای مجموعه در انتقال افقی و پیچش

K_x, K_y = سختی هایافقی فنرهای منفرد در جهت های x, y

x_i, y_i = فاصله فنرهای افقی i ام تا مرکز دوران در جهت های x, y

در مورد میرایی نیز همین روابط در همه حالتها برقرار است.



θ = زاویه چرخش (مقدار دوران پی)

n = تعداد فنرهای مجموعه در انتقال قائم و چرخش

x_i = فاصله افقی فنر قائم i ام از مرکز دوران

K'_v = سختی قائم هر یک از فنرهای مجموعه

مقایسه روشهای حل اندرکنش خاک و سازه

پارامتر اولویت	دقت در محاسبات	سادگی استفاده	حل مسائل غیر خطی	حل مسائل با هندسه های پیچیده	امکان مدلسازی سه بعدی	امکان در نظر گرفتن خاک لایه ای	کارایی در حل مسائل گوناگون
اولویت اول	المان محدود+ المان نا محدود	جرم - فنر - میراگر	المان محدود+ المان نا محدود	روش مستقیم	روش مستقیم	HYBRID	روش مستقیم
اولویت دوم	المان محدود + اجزای مرزی	روش زیر سازه	المان محدود + اجزای مرزی	روش زیر سازه	روش زیر سازه	روش مستقیم	روش زیر سازه
اولویت سوم	HYBRID	روش مستقیم	روش مستقیم	HYBRID	HYBRID	المان محدود + اجزای مرزی	المان محدود + اجزای مرزی
اولویت چهارم	روش مستقیم	المان محدود + اجزای مرزی	HYBRID	المان محدود + اجزای مرزی	المان محدود + اجزای مرزی	المان محدود+ المان نا محدود	HYBRID
اولویت پنجم	روش زیر سازه	HYBRID	روش زیر سازه	المان محدود+ المان نا محدود	المان محدود+ المان نا محدود	روش زیر سازه	جرم - فنر - میراگر
اولویت ششم	جرم - فنر - میراگر	المان محدود+ المان نا محدود	جرم - فنر - میراگر	جرم - فنر - میراگر	جرم - فنر - میراگر	جرم - فنر - میراگر	المان محدود+ المان نا محدود

- [1] Comartin C.D., Keaton J.R., Grant P.W., Martin G.R. & Power M.S.; Transitions in seismic analysis and design procedures for buildings and their foundations; *Proceedings of the Sixth Workshop on the Improvement of Structural Design and Construction Practice in the US and Japan*, Applied Technology Council Report, ATC 15-5, Victoria, BC, 1996
- [2] Scarlat A.S.; Effect of soil deformability on rigidity-related aspects of multistory buildings analysis; *Struct J Am Concr Inst*, 1993, 2: 156-62
- [3] Ambrosini R.D., Riera J.D. & Danesi R.F.; On the influence of foundation flexibility on the seismic response of structures; *Computers & Geotechnics*, 2000, 27: 179-97
- [4] Allotey N. & El Naggar M.H.; Analytical moment-rotation curves for rigid foundations based on a Winkler model; *Soil Dyn Earthquake Engng*, 2003, 23: 367-81
- [5] Applied Technology Council; Tentative provisions for the development of seismic regulations for buildings; ATC 3-06, Washington, DC, 1978
- [6] Veletsos A.S. & Nair V.V.; Seismic interaction of structure on hysteretic foundations; *J Struct Div, ASCE*, 1975, 101(ST1): 109-29
- [7] Mylonakis G. & Gazetas G.; Seismic soil–structure interaction: beneficial or detrimental? *Journal of Earthquake Engineering*, 2000, 4(3): 377–401
- [8] Gazetas G. & Mylonakis G.; Soil–structure interaction effects on elastic and inelastic structures; *Proceedings of the fourth international conference on recent advances in geotechnical earthquake engineering*, San Diego, Calif, 2001
- [9] Building Seismic Safety Council (BSSC), FEMA 273/274, NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings; I—guidelines, II—commentary, Washington, DC, 1997
- [10] Applied Technology Council; The seismic evaluation and retrofit of concrete buildings; ATC 40, Vols. I & II, Palo Alto, CA, Redwood, 1996
- [11] Wolf J.P.; Dynamic soil–structure interaction; Englewood Cliffs, NJ: Prentice-Hall, 1985
- [12] Halabian A.M. & El Naggar M.H.; Effect of foundation flexibility on seismic response of reinforced concrete TV-towers; *Can J Civil Engng*, 2001, 28: 465-81

- [13]Noorzaei J., Viladcar M. N. & Godbole P. N.; Elasto-plastic analysis for soil-structure interaction in framed structures; Computers & Structures, 1995, 5: 797-807
- [14]Dutta S.C., Bhattacharya K. & Roy R.; Response of low rise buildings under seismic ground excitation incorporating soil-structure interaction; Soil Dyn Earthquake Engng, 2004, 24: 893-914
- [15]Lopes F.R.; Design of raft foundations on Winkler springs; In: *Design applications of raft foundation*, edited by J. A. Hemsley; Thomas Telford, 2000, chapter 5: 127-54
- [16]ACI Committee 336; Suggested analysis and design procedures for combined footings and mats; J Am Concr Inst, 1988, 86(1): 304–24
- [17]Vucetic M. & Dobry R.; Effect of soil plasticity on cyclic response; J Geotech Engng, ASCE, 1991, 117(1): 89-107
- [18]Gazetas G.; Formulas and charts for impedances of surface and embedded foundations; J Geotech Engng, ASCE, 1991, 117(9):1363–81
- [19]Newmark N. & Rosenblueth E.; Fundamentals of earthquake engineering; Prentice Hall, Englewood Cliffs, NJ, 1971
- [20]Wallace J. & Moehle J.; Evaluation of ATC requirements for soil-structure interaction using data from the 3 March 1985 Chile earthquake; Earthquake Spectra, 1990, 6(3): 593-611