

بررسی عملکرد دیافراگم بتنی مهارشده در خاک تحت اثر زلزله

علیرضا رهائی
دانشیار

حمید رضا صبا
دانشجوی دکتری

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی امیرکبیر

چکیده

دیافراگم‌های بتنی در پروژه‌های مختلف مهندسی کاربرد وسیعی دارند. با توجه به تنوع عوامل مؤثر (دیافراگم بتنی، مهار و خاک)، یکی از مسائل مهم در طرح و اجرای این دیافراگم‌ها، بررسی رفتار و نیروهای داخلی ایجاد شده تحت شرایط بارگذاری عادی و زلزله، بر مبنای اندرکنش خاک و دیوار و عملکرد غیر خطی مصالح مصرفی می‌باشد. در برنامه تحقیقاتی که نتایج آن در این مقاله عرضه می‌گردد ابتدا مدل‌های متعددی از دیافراگم‌های بتنی با تعداد مهارهای مختلف و تغییر شرایط خاک به روش اجزاء محدود و تحت شرایط بارگذاری استاتیکی و دینامیکی تحلیل شده و نتایج حاصله شامل نیروهای داخلی در صفحه دیافراگم، تغییرات نیرو در مهارها، شکل و گستردگی گوه‌گسیختگی (لغزش) و تغییرات تنش در توده خاک استخراج و مقایسه گردیده است. سپس با بکارگیری سیستم‌های اندازه‌گیری مناسب، یک دستگاه آزمایشی برای تعیین تنش‌ها و نیروهای داخلی طراحی و ساخته شده است. در این ارتباط با استفاده از روش‌های آنالیز ابعادی، دیافراگم با تعداد مهارهای مختلف ساخته شده و با قرارگیری روی میز لرزان و تحت شتاب نگاشت‌های مختلف مورد آزمایش واقع و نتایج حاصله استخراج گردیده است. در انتها نتایج آنالیز دینامیکی غیرخطی با تجربیات آزمایشگاهی مقایسه شده است.

کلمات کلیدی

دیافراگم بتنی، مهار جانبی، انعطاف پذیری، اجزاء محدود، اندرکنش، تحلیل غیر خطی

Investigation into the Behaviour of Concrete Anchored Diaphragm Walls Under Earthquake Condition

H. R. Saba
Ph.D. Student

A. R. Rahaii
Associate Professor

Civil Engineering,
Amirkabir University of Technology

Abstract

Diaphragm walls are frequently used in civil Engineering projects. Considering the variety and important volume of consumed materials (concrete, anchors and soil), one of the important factors for design and construction of these walls, are their behavior under different executive, and loading conditions. In this paper, various models of concrete diaphragms with different number of anchors and soil parameters under static and dynamic loading have been investigated using finite element method with nonlinear models. Results including the internal forces in diaphragm walls, variation of forces in the anchors, shape of the sliding surface and variation of pressure in soil are obtained and compared. An experimental tool with suitable measurement systems for determining the pressure and internal forces was designed and realised. Also with similitude and dimensional analyses, diaphragms with different number of anchors were built and set on the shaking table test and experimented under different accelegrams. Finally results of nonlinear dynamic analysis were compared with experimental results.

Keywords

Concrete diaphragm, Anchor, Flexibility, Finite Element, Interaction, Nonlinear

دیافراگم‌های بتنی با توجه به ارتفاع قابل ملاحظه، سرعت عمل در ساخت و عدم نیاز به خاکبرداری حجیم اولیه و حجم محدود مصالح مصرفی، کاربرد زیادی در پروژه‌های ساختمانی و تونل‌سازی پیدا نموده‌اند. استفاده روز افزون این نوع دیافراگم‌ها در شرایط مختلف، لزوم مطالعه فنی - اقتصادی هرچه بیشتر این سازه‌ها را مطرح می‌سازد.

دیافراگم‌های بتنی به یکی از دو منظور؛ ایجاد یک دیوار حائل (باربر بودن) و یا پرده نفوذ ناپذیر در پروژه‌های مختلف از قبیل دیوارهای تونل و تأسیسات زیرزمینی، جداره داکت‌ها، آب‌بند ساحلی، پرده نفوذ ناپذیر در پروژه‌های سد سازی و آبی و حائل ساختمان‌های بلند، دیوارهای اسکله‌ها و ... اجراء می‌گردند.

رفتار سازه‌ای دیافراگم بتنی مهار شده، بعلاوه نسبت ضخامت به ارتفاع کم و طول نسبتاً زیاد، با رفتار سپرهای فلزی تشابه زیادی دارد، هرچند به دلیل صلبیت بیشتر دیافراگم بتنی، توزیع تنش افقی و نیروهای داخلی در دیافراگم بتنی با سپرها تا حدودی متفاوت می‌باشد.

سوابق مطالعات انجام گرفته روی دیافراگم‌های مهار شده نشان می‌دهد که:

در سال ۱۹۶۹ لمب و ویتمن، با انجام تحلیل‌های تعادل حدی، ضرائبی را برای فشار جانبی خاک در نزدیکی بالای دیافراگم صلب با درصد‌های پیش تنیدگی متفاوت ارائه نمودند [1].

در سال ۱۹۷۵ ایسو و کلاف، برای بررسی میزان خطای ناشی از فرض کرنش صفحه‌ای دیوار صلب نسبت به حالت واقعی سه بعدی، مدل‌های عددی شامل دیافراگم صلبی با سه ردیف مهار را در دو حالت کرنش صفحه‌ای و سه بعدی تحلیل و مشخص نمودند که فرض کرنش صفحه‌ای حدود ۱۵٪ خطا ایجاد می‌کند. این مقدار با کم شدن فواصل مهارها و صلبیت خاک و افزایش صلبیت دیافراگم بتنی، کاهش یافته و به نتایج حاصل از تحلیل واقعی نزدیکتر می‌شود [2].

در سال ۱۹۷۹ کانتاکوس، دیافراگم‌های انعطاف‌پذیر را با تناسب‌های هندسی مختلف مورد مطالعه قرار داد و تاثیر سازه‌های مجاور را با فرض رفتار خطی برای مصالح، بر روی دیافراگم بررسی نمود [3].

در سال ۱۹۸۰، نتایج آزمایش‌های انجام گرفته توسط ایچی‌هارا نشان داد که تحت تأثیر شتاب سینوسی، ضریب فشار خاک با افزایش حرکت دیافراگم صلب به سمت خارج کاهش می‌یابد. در سال ۱۹۸۱، ماتسوزاوا و ماتسومارا نیز با مطالعات خود نشان دادند که با حرکت دیافراگم صلب بسمت خاکریز، ضریب فشار خاک افزایش می‌یابد [4].

در سال ۱۹۸۱ کاستوپولوس، با ساخت یک مدل آزمایشگاهی و یک مدل عددی بر اساس اصل وینکلر مسئله اندرکنش خاک و دیافراگم‌های مهار شده را تحت شرایط بهره‌برداری مورد مطالعه قرار داد. در مدل آزمایشگاهی، جابجایی خاک و دیافراگم، تغییرات تنش مهار و فشارخاک دانه‌ای بر روی دیافراگم مطالعه شده است. سپس برای مقایسه نتایج مدل‌های آزمایشگاهی و عددی، تحلیل پارامتری اندرکنش خاک و دیافراگم براساس مدل فوق‌الذکر و خصوصیات خاک و پیش تنیدگی مهار صورت پذیرفته است [5].

در سال ۱۹۸۲ شریف و ایشی‌باشی، آزمایش‌هایی روی میز لرزان انجام دادند که در آن حالات رانشی و سکون خاک در شرایط استاتیک و دینامیک مورد مطالعه قرار گرفت و در حالت رانشی در دیافراگم بصورت صلب، تغییر مکان انتقالی بوجود آمد. در اثر اعمال زلزله در مجاورت خاکریز شل پشت دیافراگم صلب، افزایش تراکم در خاک ایجاد شده و در صورتیکه دیافراگم صلب تسلیم نشده باشد، افزایش فشار در حال سکون با ضریب ۰/۵ می‌باشد. در این حالت نقطه اثر برآیند فشار در حال سکون مستقل از تراکم خاک بوده و در تراز $0/36H$ می‌باشد (نتایج فشار جانبی سکون - استاتیک [6]).

در سال ۱۹۸۲ شریف و ایشی‌باشی، نتایج فشار جانبی سکون - دینامیکی را ارائه نموده و نتیجه گرفتند که خاک‌های متراکم فشار جانبی کمتری نسبت به خاک‌های شل یا ضعیف نشان می‌دهند و نقطه اثر فشار متوسط جانبی در تراز $0/4H$ و نقطه اثر اضافه فشار دینامیکی در فاصله $0/52H$ می‌باشد [7]. آزمایش‌های شریف و ایشی‌باشی (۱۹۸۲)، بیانگر این مطلب است که اگر حالت رانشی خاک در اثر تغییر مکان $0/10H$ آغاز گردد، نتایج تجربی بانتهای حاصله از روش مونونوبه - اکابه قابل مقایسه می‌باشد. در سال ۱۹۸۴ آزمایش‌های دینامیکی تجربی شریف و فنگ، تغییرات ضریب فشار جانبی کل و نقطه اثر آن و ضریب اصطکاک دیافراگم صلب بصورت تابعی از δ آورده شده است حالت سکون در شرایطی که تغییر مکان دیافراگم

صلب صفر باشد و حالت محرک در زمانی که δ حداکثر باشد، رخ می‌دهد [8].

در سال ۱۹۸۴ شریف و فنگ نیز در تحقیقات خود به این نتیجه رسیدند که برآیند فشار خاک در نصف ارتفاع دیافراگم صلب واقع شده و توزیع فشار خاک پشت دیافراگم صلبی که حول قسمت فوقانی خود می‌چرخد، غیر هیدرواستاتیک می‌باشد [9]. در سال ۱۹۸۵ ایشی و همکاران، با بررسی تأثیر شکل و اندازه تغییر شکل جانبی یک دیوار حائل صلب حین اعمال شتاب سینوسی به خاک، اختلاف فاز بین پاسخ دیافراگم صلب و خاکریز پشت، نسبت به شتاب‌های اعمال شده را اندازه‌گیری و ثابت نمودند در تمامی تغییر مکان‌های دیافراگم صلب، فشار خاک غیر هیدرواستاتیک و تحت تأثیر شکل و نوع تغییر شکل جانبی دیوار می‌باشد [10].

در سال ۱۹۸۸ مطالعات تجربی دیگر در خصوص عملکرد بلند مدت مهارها در میدان هاروارد توسط محققین انجام گردید. در پروژه مذکور از دیافراگم بتنی با مهارهای کابلی موقت بعنوان حائل خارجی یک ایستگاه زیرزمینی استفاده شده است. بررسی‌های انجام شده نشان داد که نیروی مهارها، در هنگام عملیات ساخت تغییرات قابل ملاحظه‌ای پیدا نمی‌کنند. هنگامی که بام و سقف‌های ایستگاه تکمیل شدند، عملاً مهارها به یک نقطه صلب متصل شده و لذا هرگونه افت نیروی مهار در درازمدت بدلیل خزش مصالح می‌باشد [11].

در سال ۱۹۸۹ سوسامانی، مطالعات آزمایشگاهی بر روی یک مدل کوچک سپر فلزی با استفاده از میز لرزان انجام و بحث شبیه سازی را مورد ارزیابی قرار داد. تئوری این محقق مبتنی بر معادلات اساسی و حاکم بر رفتار ذرات خاک و دیافراگم بتنی رعایت قانون سازگاری و معادلات تعادل، بوده که در نتیجه‌گیری آن ضرایب متعددی جهت ارتباط مدل واقعی با مدل آزمایشگاهی ارائه شده است [12].

در سال ۱۹۹۰ لیتل و مک فارلین، تاثیر موقعیت و تعداد ردیف مهار را بر روی تغییر شکل دیافراگم صلب مورد مطالعه قرار دادند [13].

در سال ۱۹۹۱، مطالعات تجربی بر روی نمونه‌های واقعی دیافراگم‌ها در یک ساختمان واقع در شهر هوستون انجام گردید. ساختمان مذکور دارای دیوارهای جانبی از نوع دیافراگم بتنی با مهار جانبی بوده که نیروی مهارها در مراحل مختلف اندازه‌گیری و مشخص گردید که مقادیر فشار خاک محاسبه شده بر اساس بارگذاری بلندمدت مهارها با تئوری رویه پک تطابق دارند. در تئوری پک برای انواع مختلف خاکها، پوش حداکثر نشست با فرض حفاری نگهداری شده با دیافراگم بتنی مهار شده یا شمع نگهبان ارائه شده است [14].

در سال ۱۹۹۱ اسکرابل، یک سری اندازه‌گیری بر روی نمونه واقعی دیافراگم بتنی در ساختمان یک هتل در شهر ماری بور کشور فرانسه انجام داد. ارتفاع دیافراگم ۲۵ متر، ضخامت $0/8$ متر و عمق گیرداری در نقاط مختلف بین ۷ الی ۱۱ متر بود، این دیافراگم در هنگام عملیات گودبرداری بعنوان حائل محافظ جداره گود و پس از اتمام عملیات بعنوان بخشی از سازه اصلی هتل و دیوار مترو مجاور آن استفاده گردید. حداکثر تغییر شکل جانبی اندازه‌گیری شده دیافراگم ۳ cm بود. حال آنکه روابط تئوریک مربوط به حالت حد پایداری، تغییر شکل جانبی دیافراگم را ۵ cm ارائه نمود. همچنین مدل عددی دو بعدی تغییر شکل جانبی را بین ۳ cm الی ۵ cm نشان داد که این نتیجه همخوانی نسبتاً مناسبی با تحلیل تئوریک و تجربی داشت [15].

در سال ۱۹۹۲ در شهر بوستون یک حفاری عمیق به عمق ۱۱ الی ۱۹ متر در رس و لای سست انجام شد و از بین گزینه‌های مختلف پیشنهادی، دیافراگم بتنی با مهارهای جانبی بعلاوه جنبه‌های اقتصادی، سرعت اجراء و قابلیت ساخت بعنوان حائل مناسب انتخاب گردید. در زمان تکمیل عملیات اجرائی هرمهار و حفاری مرحله بعد، جابجایی مشخصی در دیافراگم بتنی بوجود آمد، همچنین بعد از کشیدن و اجرا نمودن مهارهای ردیف پائین، کاهش آشکاری در نیروی مهارهای ردیف فوقانی بوجود آمد [16].

در سال ۱۹۹۵ هانس وزیری، با انجام مطالعات عددی، تاثیر پارامترهای مختلف را بر خاصیت انعطاف‌پذیری دیافراگم بررسی و نتایج حاصله را با مطالعات تجربی مربوط به یک دیافراگم واقعی مقایسه نمود [17].

در سال ۱۹۹۵ لی وسوگانو نیز با ساخت یک مدل آزمایشگاهی و مقایسه با مدل واقعی، اندرکنش بین خاک و سپر فلزی را با اعمال بار دینامیکی توسط میز لرزان، مورد بررسی قرار دادند و روابطی را برای شبیه‌سازی و آنالیز ابعادی ارائه نمودند [18]. در ارتباط با عملکرد مهارهای جانبی نیز مطالعات تئوریک متعددی در سال ۱۹۷۹ توسط ریچارد و الموز، در سال ۱۹۸۲ توسط

تاناکا، در سال ۱۹۸۷ توسط کلاف و دانکن، در سال ۱۹۸۹ توسط بقراط، در سال ۱۹۹۳ توسط بهپوروقهرمانی، انجام شده است [19] الی [23].

بررسی سوابق مطالعات، نشان می‌دهد که تحقیقات انجام گرفته در خصوص توزیع رانش استاتیکی دینامیکی، گوه گسیختگی، اندرکنش خاک و دیافراگم و تاثیر زلزله عمدتاً بر روی دیافراگم‌های صلب متمرکز گردیده و تحقیقات انجام شده در ارتباط با سیستم‌های انعطاف پذیر علی‌الخصوص بررسی اثر زلزله بر این دیافراگم‌ها بسیار اندک می‌باشد. علاوه بر آن، نتایج حاصل، پراکندگی قابل توجهی داشته، بطوری که در هر یک از موضوعات مورد بحث، هنوز یک جمع‌بندی مشخص و کلی ارائه نشده است که در صورت مشخص شدن آنها در کنار توسعه تکنیک‌های اجرایی، کاربرد این نوع دیافراگم‌های انعطاف‌پذیر را بیش از پیش، مطرح خواهد ساخت. بنابراین در تحقیق حاضر، مدل‌های متعددی از دیافراگم‌های مهارشده انعطاف‌پذیر آماده گردیده که پارامترهای متغیر آنها شامل: ارتفاع و ضخامت دیافراگم، عمق گیرداری، محل قرارگیری و تعداد ردیف مهار جانبی، تعداد مراحل خاکبرداری، نوع خاک، فواصل افقی و قائم مهار و زمان اجراء مهار می‌باشد. این مدل‌ها تحت شرایط بارگذاری استاتیکی و دینامیکی مورد مطالعه واقع شده و اثر تغییرات هر متغیر بر نیروهای داخلی دیافراگم (لنگر و فشار جانبی) نیروی مهار، تغییر شکل جانبی دیافراگم و وضعیت گوه گسیختگی مورد بررسی قرار گرفته است، همچنین مقایسه نتایج حاصل از تحلیل عددی و مدل آزمایشگاهی ساخته شده، بخش انتهائی این تحقیق را شامل می‌گردد.

۱- مطالعه عددی

تنوع اجزاء مدل شامل خاک، دیافراگم بتنی و مهار جانبی فلزی، درجات آزادی بالا در مدل‌های دو بعدی و سه بعدی انتخابی، ابعاد قابل ملاحظه مدل، پیچیدگی ذاتی رفتار خاک و اعمال بار دینامیکی زلزله، لزوم حل دستگاه معادلات غیر خطی با درجات بالا را مطرح نموده و لذا دلیل استفاده از روش‌های عددی مشخص می‌گردد.

در مصالح با رفتار غیر خطی، سختی مصالح بطور پیوسته تغییر نموده و لذا در تحلیل، بردار نیروها بطور مرحله‌ای وارد می‌شود. در هر مرحله ماتریس سختی مماسی از روی ماتریس سختی مرحله قبل بدست آمده و تعویض ماتریس سختی منجر به عدم تعادل بین نیروهای داخلی و خارجی می‌گردد، برای بوجود آمدن تعادل مجدد، این مقدار اختلاف مجدداً به سیستم وارد می‌شود. در پایان هر مرحله نیز تنش‌ها و کرنش‌های بدست آمده، برای اصلاح ماتریس سختی در مرحله بعدی ذخیره می‌گردد.

در تحلیل دینامیکی غیر خطی، معادله تعادل در مرحله $n+1$ ، بصورت رابطه (۱) می‌باشد.

$$\underline{M} \ddot{\underline{U}}_{n+1} + \underline{C} \dot{\underline{U}}_{n+1} + \underline{F}_{n+1} = \underline{R}_{n+1} \quad (1)$$

در این رابطه \underline{F}_{n+1} بردار نیروهای گرهی داخلی بوده که از طریق تنش‌های داخلی المان بدست می‌آید. با جایگذاری مقادیر بردارهای شتاب و سرعت در رابطه (۱)، رابطه (۲) بدست می‌آید.

$$\begin{aligned} (a_0 \underline{M} + a_1 \underline{C} + K) \Delta \underline{U}^{i+1} = \\ \underline{R}_{n+1} - \underline{F}_{n+1}^i - M \ddot{\underline{U}}_{n+1}^i - \dot{\underline{U}}_{n+1}^i \end{aligned} \quad (2)$$

با استفاده از این رابطه مقدار اصلاح مربوط به بردار تغییر مکان در مرحله $i+1$ ، محاسبه گردیده و سپس مقادیر بردارهای تغییر مکان، شتاب و سرعت متناظر با آن بدست آمده و این روند تا ارضاء شرط همگرایی ادامه می‌یابد. با استفاده از میرایی ریلی، ماتریس میرایی بصورت نسبتی از ماتریس‌های جرم و سختی با رابطه (۳) مشخص می‌شود. در این رابطه $C1$ و $C2$ ثوابت اختیاری بوده و به‌گونه‌ای انتخاب می‌گردند تا میرایی خاصی را در دوفرکانس از پیش تعیین شده سازه، ایجاد نمایند.

$$\underline{C} = C_1 \underline{M} + C_2 \underline{K}$$

(۳)

۳- روش تحلیل مدل‌های محاسباتی

برای تحلیل مدل‌ها، از روش اجزاء محدود و از نرم افزار ANSYS، استفاده شده است [24]. سختی زیاد دیافراگم در جهت طولی نسبت به جهت عرضی، امکان جایگزینی رفتار سه‌بعدی را با تحلیل دوبعدی مطرح می‌کند، لیکن استفاده از مهار جانبی باعث دو عملکرد متفاوت برای مقاطع عرضی دارای مهار و بدون مهار می‌گردد. بدین منظور مدل‌های متعددی از دیافراگم‌ها با مشخصات و تعداد مهارهای متفاوت بصورت دو بعدی و سه‌بعدی تحلیل شده و تاثیر پارامترهای متغیر مورد بررسی قرار گرفته است. همچنین این نتایج با مطالعات آزمایشگاهی نیز مقایسه شده است.

هنگام وقوع زلزله، در زمانی محدود، بار دینامیکی قابل ملاحظه‌ای به دیافراگم و خاک اطراف وارد می‌گردد. با عنایت به صلبیت کم خاک، رفتار خاک از دامنه ارتجاعی تجاوز نموده و وارد محدوده خمیری می‌شود. بنابراین بکارگیری مدل‌های رفتاری الاستوپلاستیک برای خاک واقع بینانه‌تر می‌باشد. در تحقیقات حاضر برای بیان رفتار خاک و بتن از مدل الاستوپلاستیک دراگر پراگر با کلاک مسطح مطابق رابطه (۴) استفاده می‌گردد.

$$K = \frac{6C \cos \Phi}{\sqrt{3 - (3 - \sin \Phi)}} \quad \text{و} \quad a = \frac{2 \sin \Phi}{\sqrt{3 - (3 - \sin \Phi)}} \quad aI_1 + \sqrt{J_2} = K \quad (4)$$

مدل مذکور دارای سه بخش متمایز سطح فشاری (رابطه ۵)، صفحه محدود کننده کشش (رابطه ۶) و سطح گسیختگی مربوط به بارگذاری و شکست (رابطه ۷) می‌باشد.

$$F_c = I_1 - X \varepsilon_{xx}^p = 0 \quad (5)$$

$$F_t = I_1 - T = 0 \quad (6)$$

$$F_L = aI_1 - \sqrt{J_2} + Ke^{-p} = 0 \quad (7)$$

با توجه به بررسی تاثیر زلزله، امکان اعمال نیروی کششی قابل ملاحظه به مهارهای جانبی، که از جنس کابل فولادی می‌باشند، وجود داشته، لذا مدل رفتاری انتخابی برای مهار، الاستوپلاستیک کامل منظور شده است.

خواص مصالح مختلف در جداول شماره (۱) و (۲) آورده شده است. خواص مصالح خاک براساس اندازه‌گیری آزمایشگاهی از نمونه‌های واقعی خاک تهران در سه منطقه نیاوران (ماسه متراکم)، خیابان خیام (ماسه سست) و شهر ری (رس)، منظور گردیده است.

جدول (۲) مشخصات خواص مصالح دیافراگم بتنی و مهار.

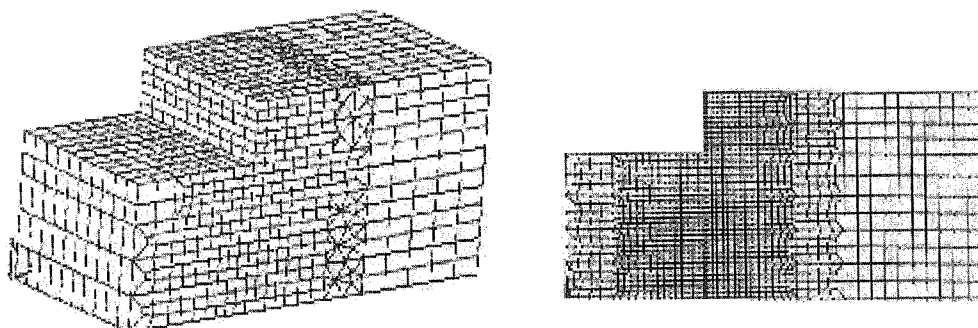
مقدار	پارامتر خواص مصالح	نوع مصالح
۲۲۳۶۰	E(Mpa)	دیافراگم بتنی
۰/۱۵	ν	
۲۴	KN/m ³ γ	
۹/۹۶ × ۱۰ ^۳	G (Mpa)	
۱۸۸۰	F _U (Mpa)	مهار جانبی
۱/۸۹ × ۱۰ ^۵	E (Mpa)	

جدول (۱) مشخصات خواص مصالح خاک.

نوع خاک	φ°	E (Mpa)	ν	C (Mpa)	G (Mpa)	γ KN/m ³	β
ماسه متراکم	۳۲	۱۸۰	۰/۲۵	-	۷۲	۱۵/۷	۷۸
ماسه سست	۳۰	۶۵	۰/۳۰	-	۲۵	۱۲/۵	۷۷
رس	-	۳۰	۰/۳۵	۰/۰۸	۱۱/۱	۱۸	۷۱

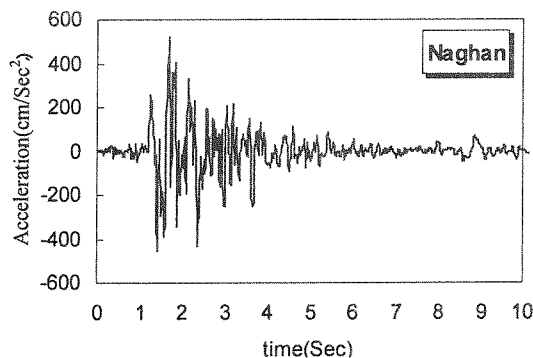
المان‌های انتخابی برای خاک از نوع Solid میباشد. در تحلیل دوبعدی المان‌های چهارگرمی plane 42 با دودرجه آزادی U_x و U_y در مرزهای مجاور دیافراگم بتنی و المان هشت گرمی plane 82 با همان درجات آزادی در

مرزها مورد استفاده واقع شده است. در مرزهای مدل برای تکمیل شبکه، تعدادی المان مثلثی بکار رفته است [24]. در تحلیل سه بعدی از المان چهارگره‌ی plane 72 و هشت گرهِ plane 73 با شش درجه آزادی بترتیب برای المان‌های خاک مجاور دیافراگم و دور از آن انتخاب شده است. المان بکارگرفته شده برای دیافراگم در حالت دو بعدی، المان خمشی Beam 3 با سه درجه آزادی U_x و U_y و ROT_z و در تحلیل سه بعدی المان خمشی Beam 4 با شش درجه آزادی، می‌باشد. در المان‌های خمشی مذکور، نیروهای داخلی (لنگروبرش) قابل استخراج می‌باشد. المان انتخابی برای مهار جانبی از نوع المان خریائی Link 1 دو گرهِ با دو درجه آزادی U_x و U_y بوده که قادر به تحمل نیروهای فشاری و کششی می‌باشد. نیروی پیش تنیدگی در مهار قرار گرفته در خاک ریزدانه $0.7 F_U$ و برای مهار واقع در خاک دانه‌ای $0.6 F_U$ منظور شده است. دال اصطکاکی انتهای مهار در تحلیل دو بعدی و سه بعدی بترتیب با المان plane 42 و Solid 72، مدل شده است. حد فاصل بین خاک و دیافراگم، المان واسطه Contact 12 برای تحلیل دو بعدی و Contact 52 برای تحلیل سه بعدی استفاده شده است. هر دو این المان‌ها دو گرهِ بوده و بترتیب دارای دو درجه آزادی U_x و U_y و سه درجه آزادی U_x و U_y و U_z می‌باشند. المان‌های مذکور با رفتار غیرخطی، قادر به تحمل برش در جهت مماس با سطح برش و فشار در جهت عمود بر سطح برش می‌باشند با منظور نمودن المان‌های واسطه، امکان جابجایی دوگره منطبق برهم از دیافراگم و خاک میسر شده و اصطکاک بین این دو مصالح در نظر گرفته شده است. در دیافراگم ۶ متری، خاکبرداری به عمق ۴ متر (در دو مرحله)، در دیافراگم ۱۰ متری خاکبرداری به عمق ۶ متر (در سه مرحله)، در دیافراگم ۲۰ متری خاکبرداری در چهار مرحله (کلاً ۱۲ متر)، در دیافراگم ۳۰ متری در پنج مرحله (کلاً ۲۰ متر) و در دیافراگم ۵۰ متری در شش مرحله (کلاً ۳۵ متر) خاکبرداری صورت می‌گیرد. اولین مرحله تحلیل استاتیکی، قبل از انجام خاکبرداری می‌باشد، در ادامه با حذف مرحله‌ای المان‌های واقع در محل خاکبرداری (با تعریف سختی صفر برای این المان‌ها در مرحله خاکبرداری) و ایجاد مرحله‌ای المان‌های مهار (با فعال نمودن این المان‌ها)، تحلیل عددی به انجام می‌رسد (شکل ۱).



شکل (۱) شبکه دیافراگم مهار شده بتنی و محیط اطراف در تحلیل دو بعدی و سه بعدی.

با عنایت به ارتفاع متفاوت مدل‌های دیافراگم بتنی (۶m و ۱۰m و ۲۰m و ۳۰m و ۵۰m) و با توجه به تحلیل‌های دو بعدی و سه بعدی، تعداد المان‌های مورد استفاده در مدل‌ها، متفاوت می‌باشد. طول مهارهای جانبی در تحلیل با توجه به مشخصات گوه گسیختگی خاک پشت دیافراگم مشخص شده است. در انتخاب ابعاد مناسب، ملاحظات متفاوتی مد نظر بوده است. ابعاد شبکه و شرایط مرزی به گونه‌ای انتخاب می‌شود که در بارگذاری دینامیکی، حتی‌الامکان بحث تداخل امواج رفت و برگشت منتفی شده، همچنین مقدار نیروهای گرهِ (تغییر مکان و تنش) در نقاط مرزی در حد نسبتاً ناچیز و بعضاً نزدیک به صفر باشد. در تحلیل دینامیکی، مدل‌ها تحت اثر شتاب نگاشت زلزله ناغان قرار گرفتند. علت انتخاب بارگذاری زلزله ناغان، بررسی تاثیر بار دینامیکی تصادفی به مدل‌های مورد مطالعه می‌باشد. فاصله زمانی بین شتاب‌های ثبت شده در شتاب نگاشت معادل 0.2 ثانیه می‌باشد. در صورت اعمال کل زمان زلزله مذکور و سه بعدی بودن مدل‌ها، زمان مورد نیاز برای تحلیل طولانی می‌گردد. لذا صرفاً ۱۰ ثانیه اول شتاب نگاشت مد نظر قرار گرفت که نتیجتاً تعداد مراحل زمانی، معادل ۵۰۰ گردید (شکل ۲).

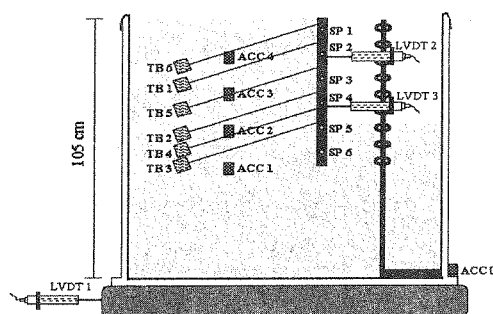


شکل (۲) منحنی شتاب نگاشت اعمال شده به مدل های عددی [25].

در حالت دوبعدی بمنظور جلوگیری از انعکاس کامل امواج برخوردی دینامیکی به مرزها و جذب و استهلاک بخش اعظم آن در مرزهای قائم، شرایط مرزهای قائم به گونه ای تعریف شده که هر تکیه گاه امکان جابجایی قائم و جابجایی محدود افقی را داشته باشند و نتیجتاً بحث تداخل امواج دینامیکی رفت و برگشت را در مدل عددی تا حد زیادی کاهش می دهد، مجموعه فنر و میراگر در وجوه قائم، نیز مرزهای جاذب انرژی را تشکیل می دهد. همچنین در حالت سه بعدی، شرایط مرزی دوبعدی اعمال، علاوه بر آن حرکت افقی بعد سوم نیز آزاد منظور گردید.

۳- مطالعات آزمایشگاهی

در بخش مطالعات آزمایشگاهی، ساخت مدل آزمایشگاهی شامل مخزن آزمایش (Laminar Box)، دستگاه ثبت اتوماتیک اطلاعات دینامیکی (Data Logger)، لاستیک محافظ خاک (Membrane)، مدل سازی مهارجانبی (Tie Back)، مدل سازی دیافراگم (Diaphragm Wall) انتخاب تجهیزات و ابزار دقیق اندازه گیری (شامل LVDT دینامیکی، شتاب سنج و کرنش سنج) در دسترس قرار گرفتن میز لرزه مناسب (Shaking Table)، کالیبراسیون ابزار دقیق و دیگر تجهیزات مورد آزمایش و بالاخره انجام آزمایش های اولیه مدل و آزمایش های اصلی مدل در دستور کار قرار گرفت (شکل ۳).



شکل (۳) محل استقرار ابزارهای دقیق در مدل آزمایشگاهی و نقاط ابزاربندی شده بر روی دیافراگم.

در شروع هر آزمایش، لاستیک Membrane داخل جعبه آزمایش مورد بازرسی دقیق قرار می گیرد تا در صورت ایجاد سوراخ ناشی از عملکرد آزمایش قبلی، توسط چسب مخصوص ترمیم شود. در غیر این صورت هنگام خاکریزی ذرات ماسه از سوراخ های ایجاد شده روی Membrane به داخل فضای خالی بین چهارچوب های Laminar Box نفوذ نموده و مانع از حرکت آزاد چهارچوب آلومینیومی روی یکدیگر می گردند. وجوه جانبی Laminar Box در جهت قائم قرار گرفته و خاکریزی داخل آن به روش بارش ماسه و توسط الک انتخاب شده صورت می گیرد. پس از انجام خاکریزی به ارتفاع ۵۰ cm، ورق فلزی جایگزین دیافراگم در محل مورد نظر قرار گرفته و با ادامه خاکریزی ابزارهای دقیق در ترازهای از پیش تعیین شده در امتداد مورد نظر قرار داده می شوند. با توجه به اینکه در هر آزمایش، تخلخل خاک مورد نظر در یکی از سه محدوده، تخلخل کم، متوسط و زیاد (۰/۶۹۳، ۰/۸۳۱، ۰/۹۶۹) قرار می گیرد، با ضربه زدن به بدنه جعبه آزمایش و ایجاد لرزش در ترازهای

مشخص خاکریزی، تراکم مورد نظر ایجاد می‌شود. چگونگی این اقدام و تعداد ضربه مورد نیاز و لرزش مجموعه به روش سعی و خطا و با تجربه حاصل از آزمایش‌های متعدد انجام پذیرفته است. تعداد ضربه مورد نیاز در هر لایه، برای ایجاد تراکم متوسط و حداکثر بترتیب معادل ۶۰ و ۹۵ ضربه می‌باشد.

در خاتمه مرحله خاکریزی، دیافراگم کاملاً در خاک مدفون می‌گردد. Data Logger را برای چند ثانیه روشن نموده و نیروی اولیه مربوط به مهارهای جانبی و دیافراگم اندازه‌گیری می‌شود. جلوی دیافراگم تا تراز مورد نیاز خاکبرداری شده و دو عدد LVDT دینامیکی بر روی پایه مخصوص نصب و بازوی متحرک آن در تراز مورد نظر جلوی دیافراگم قرار می‌گیرد. موقعیت دو ابزار دقیق دیگر شامل یک عدد LVDT دینامیکی و شتاب سنج که بترتیب تغییر مکان و شتاب پایه میز (و یا کف جعبه آزمایش) را اندازه‌گیری می‌نماید. همچنین وضعیت کاملاً قائم بدنه‌های جعبه آزمایش کنترل مجدد می‌گردد. با روش‌نمودن نمودن Data Logger، صفحه مربوط به نرم‌افزار کالیبراسیون و اعداد Gain و Offset، شانزده کانال کنترل و فایلی که اطلاعات در آن بایستی ضبط شود، مشخص می‌گردد. اطلاعات خروجی Data Logger برای انتهای مرحله خاکبرداری (انتهای مرحله استاتیکی) ضبط می‌شود.

در واحد کنترل میز لرزه، مشخصات زلزله مورد نظر (تغییر مکان نسبت به زمان) در برنامه مربوطه ضبط شده است. با آماده نمودن این بخش از برنامه، وضعیت میز بلحاظ روغن مربوط به Slider، قرارگیری میز در حالت وسط، فشار روغن مربوط به جک و Servo Valve در شروع آزمایش، کنترل مجدد می‌شود.

با انجام کلیه اقدامات فوق و روشن نمودن همزمان بخش کامپیوتری و مکانیکی میز لرزه و Data Logger، بار دینامیکی مورد نظر به مدل اعمال شده و نتایج خروجی برای پردازش در فایل مربوطه ضبط می‌گردد. در انتهای آزمایش، خاک داخل جعبه آزمایش با دقت خاص تخلیه شده، بطوری که به ابزار دقیق مدفون در خاک و دیافراگم ضربه‌ای وارد نشود، سپس مدل برای آزمایش بعدی آماده می‌گردد.

پارامترهای متغیر در مطالعه آزمایشگاهی شامل دو ضخامت متفاوت برای دیافراگم (۱ mm و ۱/۵ mm)، تعداد مهار جانبی از صفر الی شش ردیف، سه عمق گیرداری متفاوت (۱۰ cm، ۲۰ cm و ۳۰ cm) و سه تراکم مختلف برای خاک، شامل تراکم کم، متوسط و زیاد (بترتیب با وزن مخصوص‌های ۱۳/۵، ۱۴/۶، ۱۵/۷) می‌باشد.

۳-۱- آنالیز ابعادی و انتخاب ابعاد مدل آزمایشگاهی

باعنایت به اینکه ابعاد واقعی، در محیط آزمایشگاهی با ابعاد کوچک‌تری جایگزین می‌گردد، موضوع شبیه‌سازی و رعایت نکات لازم، حساسیت خاصی را طلب می‌کند. در ساخت مدل‌های آزمایشگاهی تحت شرایط بارگذاری استاتیکی می‌توان از دستگاه‌های مختلف از جمله از دستگاه سانتریفوژ استفاده کرد. لیکن مشکلات این مدل‌سازی، هنگام بارگذاری دینامیکی زلزله، صرفاً با استفاده از دستگاه سانتریفوژ برطرف نشده و موضوع تناسب ابعاد و آنالیز ابعادی را مطرح می‌نماید.

تئوری شبیه‌سازی مبتنی بر معادلات اساسی و معادلات حاکم بر رفتار ذرات خاک و دیافراگم بتنی می‌باشد. قانون سازگاری و معادلات تعادل در منظور نمودن روابط مربوطه ملاک عمل می‌باشد. حل روابط شبیه‌سازی در مدل آزمایشگاهی (model) و ابعاد واقعی (Prototype) چند پارامتر بعنوان مقیاس هندسی (λ) و مقیاس زمانی (λ_t) را سبب می‌گردد.

$$\left\{ \begin{array}{l} L_p = \frac{1}{\lambda} L_m \quad \left(\frac{\partial}{\partial n}\right)P = \frac{1}{\lambda} \left(\frac{\partial}{\partial n}\right)m \\ \nabla_p = \frac{1}{\lambda_t} \nabla_m \quad \left(\frac{\partial}{\partial t}\right)P = \frac{1}{\lambda_t} \left(\frac{\partial}{\partial t}\right)m \end{array} \right. \quad (۸)$$

با توجه به معادلات سازگاری، مقیاس‌های تنش (λ_σ)، تنش مؤثر (λ_σ')، کرنش (λ_ϵ)، سختی خاک (λ_D)، تغییر مکان (λ_U)، سختی دیافراگم (λ_{EI} و λ_{EA})، جرم دیافراگم بتنی (λ_{ρ_p}) و جرم خاک (λ_{ρ_g}) می‌تواند تعیین‌کننده ضریب ارتباطی مدل واقعی با مدل آزمایشگاهی باشد. این وابستگی توسط رابطه (۹) بیان می‌گردد.

$$X_p = \lambda_m X_m \quad (۹)$$

ابعاد هندسی در مدل آزمایشگاهی تابع محدودیت‌هایی است که مقادیر حداقل و حداکثر آن را تعیین می‌نماید. حداکثر ابعاد هندسی تابع قدرت میز لرزان موجود و ابعاد آن می‌باشد. همچنین با توجه به لزوم اندازه‌گیری در نقاط خاصی از مدل توسط ابزار دقیق، ابعاد هندسی از حدی کمتر نمی‌تواند باشد زیرا در آنصورت تداخل ابزار دقیق، امکان استفاده همزمان آنها را منتفی می‌سازد. بنابراین ابعاد هندسی مدل آزمایشگاهی و λ بدست آمده از حل معادلات شبیه سازی ابعاد واقعی را برای تحلیل عددی مشخص می‌نماید. در روش دیگر با توجه به مشخص بودن نسبت ابعاد مدل آزمایشگاهی به ابعاد مدل واقعی ضریب λ قابل تعیین بوده و می‌توان λ_U را از رابطه (۱۰) به دست آورد.

$$\lambda_U = \lambda \cdot \lambda_e \quad (10)$$

مقدار λ_e با بکارگیری سرعت برشی موج مدل آزمایشگاهی نسبت به سرعت برشی در نمونه واقعی، با رابطه (۱۱) قابل اندازه‌گیری دقیق‌تر می‌باشد

$$\lambda_e = \lambda \left[\frac{(V_s)_m}{(V_s)_p} \right]^2 \quad (11)$$

برای سایر نیروهای داخلی، دیافراگم بتنی (لنگر و فشار جانبی) و همچنین نیروی کششی اعمال شده به مهار جانبی روابط مشابهی وجود دارد که در تعدادی از روابط موجود، مشخصات بار خارجی اعمال شده نیز منظور گردیده و در این شرایط مقادیر فاکتور مقیاس با دقت بیشتری بدست می‌آید. برای مثال با توجه به طول ورق جایگزین دیافراگم بتنی (۶۰ cm) و ارتفاع دیافراگم انعطاف‌پذیر در مطالعات عددی (۶ m، ۱۰ m، ۲۰ m، ۳۰ m، ۵۰ m) مقادیر λ بترتیب ۱۰، ۱۶/۶۷، ۳۳/۳۳، ۵۰ و ۸۳/۳۳ می‌گردد. همچنین مقدار λ_e نظیر بترتیب معادل ۳/۱۶، ۴/۰۸، ۵/۷۷، ۷/۰۷ و ۹/۱۳ بدست می‌آید نتیجتاً فاکتور مقیاس تغییر مکان λ_U برای دیافراگم‌هایی با مشخصات فوق‌الذکر بترتیب معادل ۳۱/۶۲، ۶۸/۰۶، ۱۹۲/۴۲، ۳۵۳/۵۵ و ۷۶۰/۶۸ حاصل می‌گردد.

۴- بررسی نتایج

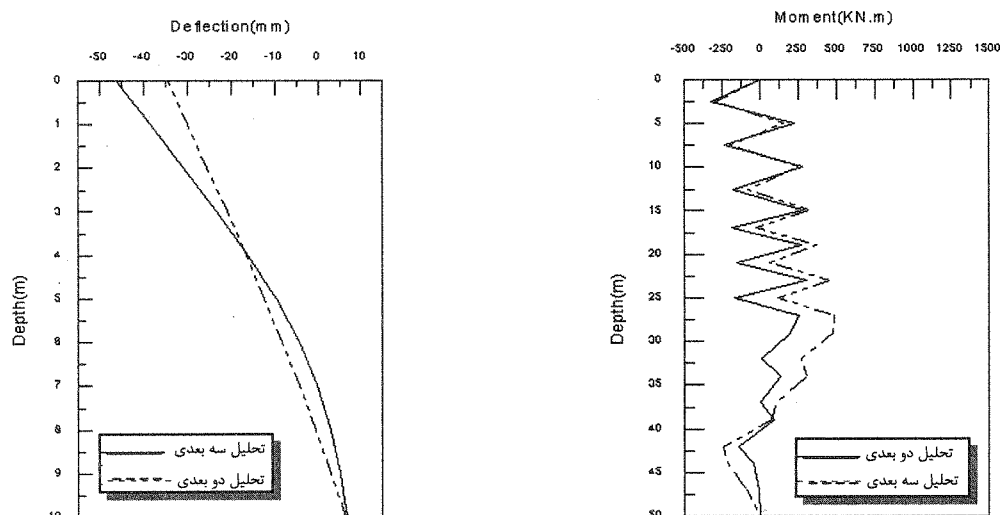
مدل‌های مختلف دیافراگم در سه نوع خاک دانه‌ای سست و متراکم و ریزدانه و در دو حالت دوبعدی و سه‌بعدی تحلیل شده‌اند. تاثیر هر یک از پارامترهای متغیر در تغییر شکل دیافراگم و نیروهای داخلی اعمال شده به دیافراگم (لنگر و فشار جانبی) و نیروی مهارها مورد بررسی قرار گرفته است. مقایسه بین نتایج در حالت دوبعدی و سه‌بعدی میزان اختلاف بین این دو تحلیل را نمایان می‌سازد. همچنین روند توسعه گوه گسیختگی بلحاظ کمی و کیفی نیز مورد مطالعه قرار گرفته است.

در مقاله حاضر، مطالعات دینامیکی دیافراگم‌های حائل انعطاف‌پذیر در دو بخش ثغوریک و آزمایشگاهی انجام شده است. در بخش مطالعات عددی، با استفاده از روش اجزاء محدود، مدل‌های دو بعدی و سه بعدی شامل دیافراگم بتنی، خاک اطراف و مهار جانبی، آماده و با منظور نمودن رفتار الاستوپلاستیک برای اجزاء مدل، تاثیر پارامترهای متغیر شامل ارتفاع و ضخامت دیافراگم، تعداد ردیف مهار، نوع و تراکم خاک، مقادیر عمق‌گیرداری، نیروهای داخلی (لنگر و فشار جانبی) و تغییر شکل جانبی دیافراگم و نیروی کششی مهارهای جانبی، تحت اثر بارگذاری زلزله، مورد بررسی قرار گرفته است. مطالعات آزمایشگاهی شامل ساخت مدل آزمایشگاهی و اعمال نیروی زلزله بر روی مدل آزمایشگاهی و استخراج نتایج مربوط به نیروهای داخلی دیافراگم و نیروی کششی مهارهای جانبی می‌باشد و در انتها نتایج حاصل از مطالعات عددی و آزمایشگاهی با یکدیگر مقایسه شده است.

۴-۱- مقایسه نتایج مطالعات دوبعدی و سه بعدی

مطالعات عددی دو بعدی و سه بعدی و مقایسه نتایج آن با مطالعات آزمایشگاهی مؤید این مطلب است که نتایج تحلیل عددی دو بعدی با نتایج مطالعات آزمایشگاهی در هر یک از زیربخش‌های مورد مطالعه همخوانی بیشتری را دارا بوده و اختلاف

نتایج در حد ۱۵٪ می باشد، در صورتی که این اختلاف برای مطالعات عددی سه بعدی و آزمایشگاهی در حد ۲۵٪ می باشد. بنابراین چنین میتوان نتیجه گرفت هر چند که بدلیل سختی زیاد دیافراگم در امتداد طولی آن و فاصله محدود بین مهارها در طول دیافراگم، از تغییرات حاصله در امتداد بعد سوم در مقایسه با دو بعد دیگر میتوان صرف نظر کرده و مدل را بصورت دو بعدی و کرنش صفحه ای مورد مطالعه قرار داد، لیکن با این فرض اختلاف نتیجه این تحقیق معادل ۱۰٪ می باشد (شکل ۴).



ب

شکل (۴) تاثیر نوع تحلیل (دو بعدی و سه بعدی).

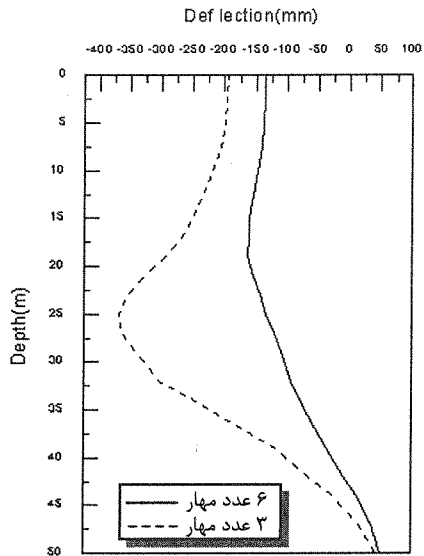
الف - نمودار تغییر شکل جانبی در دیافراگم ($H = 10\text{ m}$ ، $Th = 30\text{ cm}$)

ب - نمودار لنگر خمشی ($H = 50\text{ m}$ ، $Th = 80\text{ cm}$)

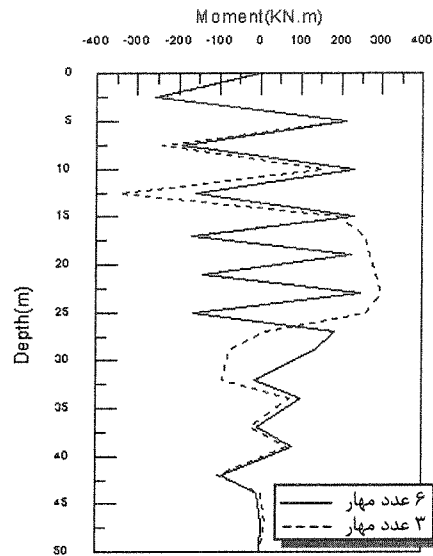
دلیل تطابق بیشتر نتایج مدل های دو بعدی عددی با نتایج مدل های آزمایشگاهی را می توان به شرایط مرزی یکسان مدل آزمایشگاهی و مدل دو بعدی مربوط دانست،

۴-۲- تاثیر تعداد ردیف مهار در مطالعات آزمایشگاهی و عددی

نتیجه مطالعات انجام گرفته، نشان می دهد که با افزایش تعداد ردیف مهار، فشار جانبی وارده بر دیافراگم افزوده شده و توزیع آنها نیز تغییر می کند. همچنین با کاهش تعداد ردیف مهار جانبی پدیده قوسی شدن خاک در فضای بین دو مهار جانبی افزایش یافته و در نتیجه فشار جانبی موثر بر دیافراگم کاهش می یابد. با افزایش تعداد ردیف مهار، نقاط گیرداری بیشتر شده، لذا لنگرهای خمشی کاهش می یابد. همچنین با افزایش تعداد ردیف مهار، از میزان تغییر شکل جانبی دیافراگم کاسته می گردد، ولی افزایش تعداد ردیف مهار از حدی به بعد تاثیر مهمی در میزان تغییر شکل جانبی دیافراگم نخواهد داشت، بنابراین می توان چنین نتیجه گرفت که بخشی از تغییر شکل های جانبی ناشی از تغییر شکل مهار (افزایش طول مهار تحت تاثیر نیروهای زلزله) و یا بعلا جابجائی دال اصطکاکی انتهای مهار و حرکت آن به سمت دیافراگم بوده، که اجتناب ناپذیر است، زیرا ایجاد گیرداری ۱۰۰٪ برای دال اصطکاکی در عمل مقدور نموده و به فرض تامین گیرداری ایده آل، هنگام تاثیر نیروهای جانبی شدید، مهار جانبی به فاز گسیختگی خواهد رسید. نتیجه مطالعات عددی دو بعدی و آزمایشگاهی در ارتباط با تاثیر مهارها با یکدیگر در حد ۸۰٪ الی ۸۸٪ همخوانی داشته است (شکل ۵).



الف



ب

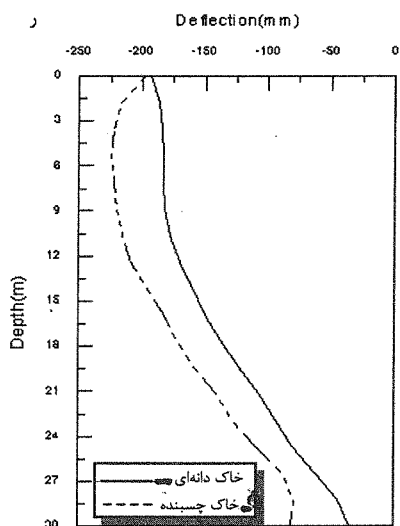
شکل (5) تاثیر تعداد ردیف مهار.

الف - نمودار تغییر شکل جانبی در دیافراگم ($H = 50\text{ m}$ ، $Th = 60\text{ cm}$)، مطالعه آزمایشگاهی

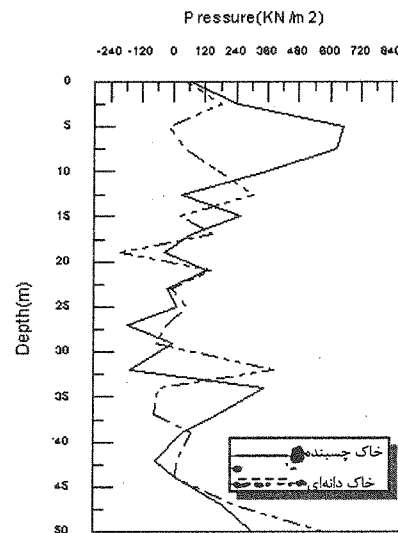
ب - نمودار لنگر خمشی ($H = 50\text{ m}$ ، $Th = 120\text{ cm}$)، مطالعه عددی

۴-۳- تاثیر نوع و تراکم خاک در مطالعات عددی و آزمایشگاهی

تحلیل عددی انجام شده مؤید این مطلب است که در صورت یکسان بودن کلیه شرایط، تغییر شکل جانبی، فشار جانبی و لنگر خمشی دیافراگم در خاک ریزدانه به مراتب بیشتر از حالت قرارگیری دیافراگم در خاک دانه‌ای می‌باشد. همچنین تغییر شکل جانبی دیافراگم در خاک دانه‌ای به سمت ناحیه گودبرداری شده می‌باشد ولی در خاک ریزدانه عمدتاً شیب منحنی تغییر شکل جانبی در بخش فوقانی دیافراگم، معکوس می‌گردد. در این شرایط نیروی کششی در مهارهای فوقانی در مقایسه با مهارهای ردیف تحتانی دیافراگم در خاک دانه‌ای در حد ۲۰٪ الی ۲۵٪ بیشتر و در خاک ریزدانه در حد ۸٪ الی ۱۵٪ کمتر می‌باشد (شکل ۶).



الف



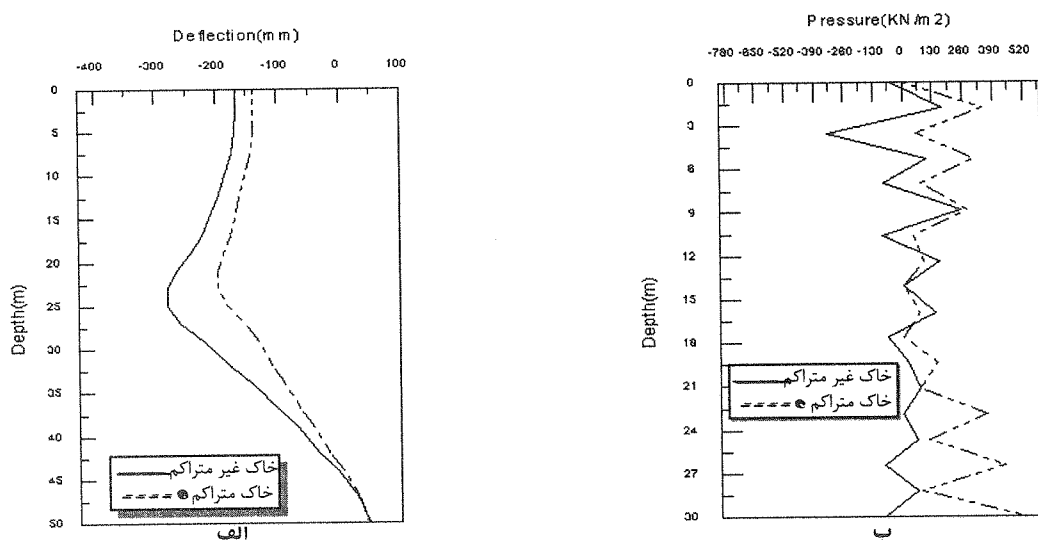
ب

شکل (۶) تاثیر نوع خاک (دانه‌ای و چسبنده) در نیروهای داخلی.

الف - نمودار تغییر مکان جانبی در دیافراگم ($H = 30\text{ m}$ ، $Th = 40\text{ cm}$)

ب - نمودار فشار جانبی ($H = 50\text{ m}$ ، $Th = 80\text{ cm}$)

علاوه بر نوع خاک، دریک خاک مشخص درصد تراکم نیز نقش بسزائی در میزان نیروهای مؤثر بر دیافراگم دارد. نتیجه هر یک از مطالعات آزمایشگاهی و عددی نشان می‌دهد که با یکسان گرفتن تمامی پارامترها برای یک نوع خاک در سه وضعیت تراکم مختلف کم، متوسط و زیاد (بترتیب با وزن مخصوص‌های $15/14, 7/13, 6/5 \text{ KN/m}^3$) فشار جانبی مؤثر بر دیافراگم، لنگر خمشی و تغییر شکل جانبی حاصله در خاک غیر متراکم بیشتر از دو حالت دیگر (تراکم متوسط و تراکم زیاد) می‌باشد. با توجه به بروز ناپایداری در تعدادی از مدل‌های عددی و آزمایشگاهی با خاک سست، پیشنهاد می‌گردد خاک پشت دیافراگم حتی الامکان دارای تراکم‌های متوسط و یا بالا باشد و یا در صورتی که وجود انبوهی از خاک سست در پشت دیافراگم اجتناب ناپذیر بوده، با افزایش عمق گیرداری، افزایش تعداد ردیف مهار و یا افزایش ضخامت دیافراگم، تاثیر منفی خاک سست را کاهش داد (شکل ۷).



شکل (۷) تاثیر تراکم خاک (متراکم و غیر متراکم) در نیروهای داخلی.
 الف - نمودار تغییر مکان جانبی در دیافراگم ($H = 50 \text{ m}$ ، $Th = 60 \text{ cm}$)، مطالعه آزمایشگاهی
 ب - نمودار فشار جانبی ($H = 30 \text{ m}$ ، $Th = 60 \text{ cm}$)، مطالعه عددی

۴-۴- تاثیر عمق گیرداری در مطالعات آزمایشگاهی و عددی

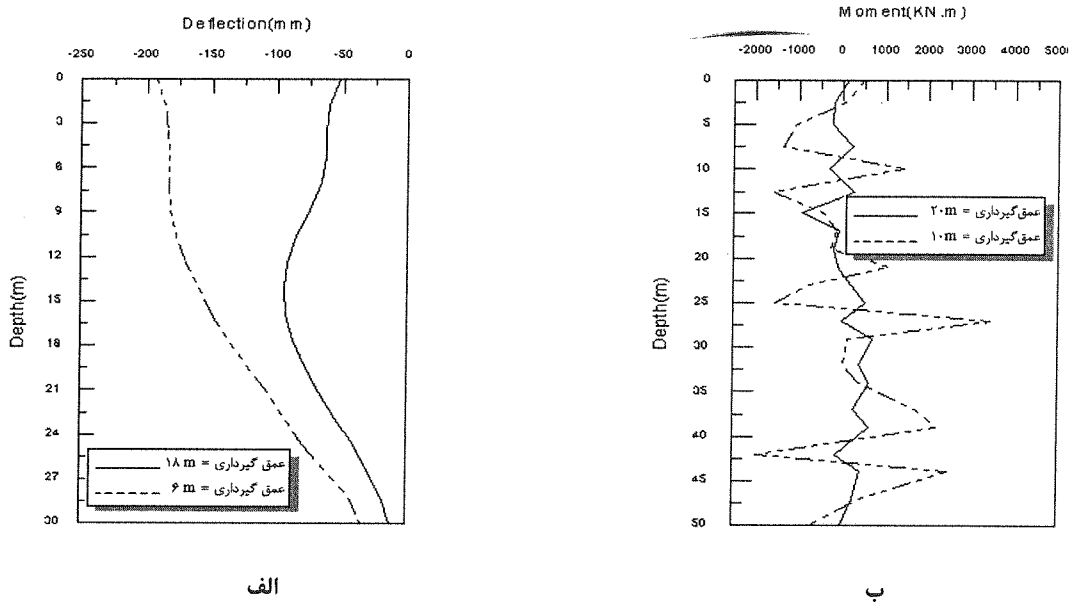
نتایج مطالعات عددی و آزمایشگاهی نشان می‌دهد که افزایش عمق گیرداری در کاهش فشار جانبی مؤثر بر دیافراگم، لنگر خمشی و تغییر شکل جانبی مؤثر می‌باشد. چهار عمق گیرداری متفاوت $0.1H$ ، $0.2H$ ، $0.3H$ و $0.4H$ (ارتفاع کل دیافراگم) مورد مطالعه قرار گرفت. مقایسه نتایج مربوط به فشار جانبی مؤثر بر دیافراگم، لنگر خمشی و تغییر شکل جانبی در عمق گیرداری $0.3H$ بجای $0.2H$ بترتیب کاهشی معادل 20% ، 18% ، 20% را بطور متوسط مطرح می‌نماید. این مقایسه برای عمق گیرداری $0.4H$ بجای $0.3H$ بترتیب کاهشی معادل 15% ، 10% و 10% را نشان می‌دهد (شکل ۸).

مقایسه نسبی در مطالعات انجام شده مؤید این مطلب است که تاثیر افزایش تعداد ردیف مهار، نسبت به تاثیر افزایش عمق گیرداری در کاهش نیروهای داخلی اعمال شده به دیافراگم بیشتر است، زیرا با اجرای مهار تمرکز تنش، باعث بروز تغییرات مشخص نیروی داخلی در محل مهار گردیده، در صورتیکه افزایش عمق گیرداری تغییرات نیروی داخلی را بصورت نسبتاً یکنواختی مطرح می‌نماید.

۴-۵- تاثیر ضخامت دیافراگم در مطالعات آزمایشگاهی و عددی

با افزایش ضخامت دیافراگم، فشار جانبی مؤثر بر آن افزایش می‌یابد. همچنین افزایش ضخامت باعث افزایش سطح زیر منحنی لنگر خمشی (بخصوص در دیافراگم‌هایی با ارتفاع کم یعنی بین 6 m و 10 m) در حد 15% می‌گردد، روند این افزایش

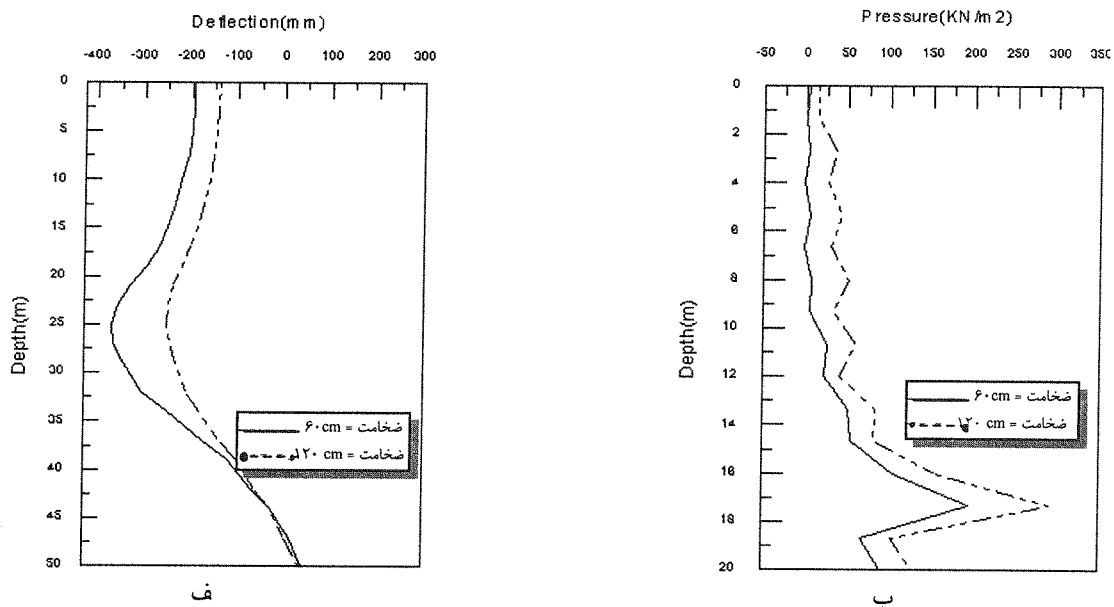
برای سه ضخامت انتخابی هر دیافراگم یکسان نبوده و مشخص می‌گردد که به منظور کاهش سطح زیر منحنی لنگر خمشی، کاهش ضخامت دیافراگم (بمنظور نیل به انعطاف پذیری بیشتر) صرفاً در محدوده کوچکی مؤثر می‌باشد. همچنین با افزایش ضخامت، نقطه دارای لنگر خمشی صفر، در پای گیرداری بطرف بالا حرکت نموده و به سطح تراز گودبرداری نزدیک‌تر می‌گردد (شکل ۹).



شکل (۸) تاثیر عمق گیرداری در نیروهای داخلی.

الف - نمودار تغییر مکان جانبی در دیافراگم ($H = 30\text{ m}$ ، $Th = 60\text{ cm}$) ، مطالعه آزمایشگاهی

ب - نمودار لنگر خمشی ($H = 50\text{ m}$ ، $Th = 80\text{ cm}$) ، مطالعه عددی



شکل (۹) تاثیر ضخامت دیافراگم در نیروهای داخلی.

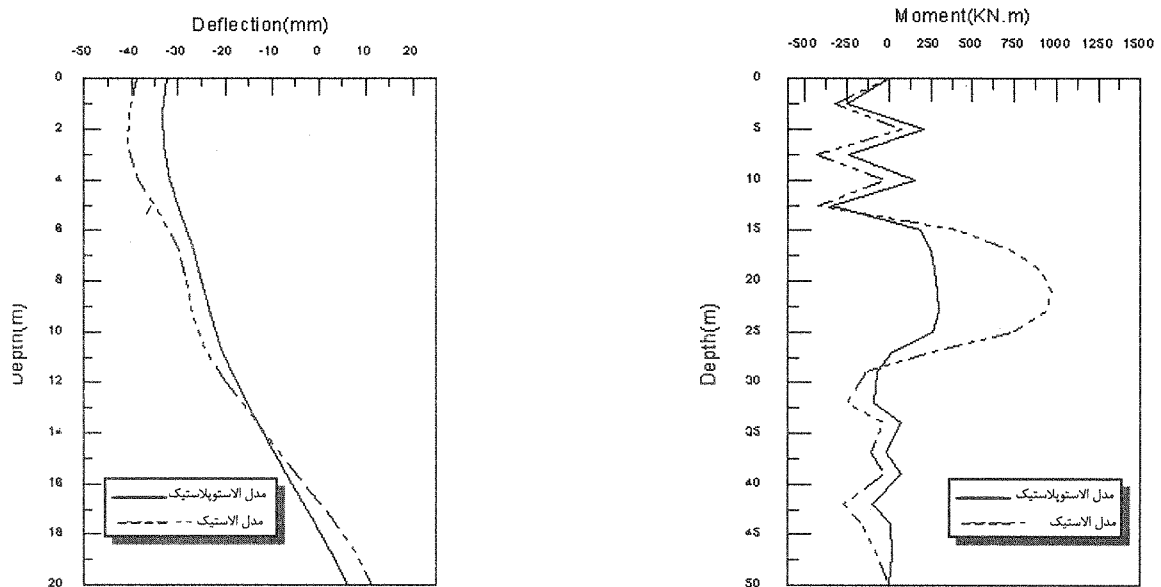
الف - نمودار تغییر مکان جانبی در دیافراگم ($H = 50\text{ m}$) ، مطالعه آزمایشگاهی

ب - نمودار فشار جانبی ($H = 20\text{ m}$) ، مطالعه عددی

۴-۶- مقایسه نتایج مدل‌های الاستیک خطی با مدل‌های الاستوپلاستیک در مطالعات عددی

در تحلیل عددی، برای مقایسه دو مدل الاستیک خطی و الاستوپلاستیک تحت تاثیر بارگذاری استاتیکی، تعدادی از مدل‌ها با استفاده از هر دو روش مورد مطالعه قرار گرفتند. نتایج نشان می‌دهد که مقادیر سطح زیر منحنی لنگر خمشی و حداکثر تغییر شکل جانبی و حداکثر فشار جانبی موثر بر دیافراگم در مدل‌های الاستوپلاستیک در حد ۱۰٪، ۸٪، ۱۰٪ کاهش نسبت به نتایج مدل‌های الاستیک را دارا می‌گردد. این اختلاف در دیافراگم‌های کم ضخامت، بیشتر شده و بترتیب معادل ۱۴٪، ۱۳٪ و ۱۵٪ می‌رسد.

همچنین نتایج حاصله از مدل‌های الاستوپلاستیک با نتایج آزمایشگاهی، همخوانی بیشتری داشته و اختلاف در نتایج معادل ۴٪ الی ۱۵٪ می‌باشد. بنابراین چنین می‌توان نتیجه گرفت که عمدتاً مدل‌های رفتاری الاستوپلاستیک، ضمن در نظر گرفتن رفتار واقعی تر خاک، در پروژه‌های عظیم اجرائی، هزینه را کاهش و اقتصادی‌تر می‌باشند (شکل ۱۰).



الف

ب

شکل (۱۰) تاثیر نوع مدل (الاستیک خطی و الاستوپلاستیک) در نیروهای داخلی.

الف - نمودار تغییر مکان جانبی در دیافراگم (Th = ۴۰ cm ، H = ۲۰ m)

ب - نمودار لنگر خمشی (Th = ۱۰۰ cm ، H = ۵۰ m)

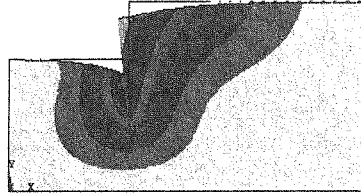
۴-۷- گوه گسیختگی

در بارگذاری استاتیکی و در دیافراگم بدون مهار جانبی گوه گسیختگی بصورت یکسری منحنی‌های تقریباً هم شکل و مساوی تبدیل شده که از یک طرف به پای دیافراگم و از طرف دیگر به سطح زمین منتهی می‌گردد. با اجرای مهار جانبی، شیب منحنی در مجاورت مهار افزایش می‌یابد. با افزایش ضخامت دیافراگم، تعداد ردیف مهار، تراکم خاک و عمق گیرداری سطح زیر منحنی گوه گسیختگی کاهش می‌یابد. سطح مذکور در تحلیل سه‌بعدی نسبت به تحلیل دوبعدی در حد ۸٪ افزایش و در تحلیل خطی نسبت به غیر خطی حدوداً ۵٪ افزایش را نشان می‌دهد. در این وضعیت مرکز سطح هندسی گوه گسیختگی در تراز $H/3$ الی $H/3.8$ قرار دارد.

شکل گوه گسیختگی در بارگذاری دینامیکی تا حدود زیادی متفاوت بوده، بطوری که مرز مشترک آن در تراز تقریبی وسط دیافراگم با شیب معکوس به سمت دیافراگم حرکت نموده و در سطح زمین به نزدیکترین فاصله خود به دیافراگم می‌رسد. به طریق مشابه افزایش ضخامت دیوار، تعداد ردیف مهار جانبی، عمق گیرداری و تراکم خاک باعث کاهش سطح زیر منحنی گوه گسیختگی می‌گردد. لیکن این کاهش در بارگذاری استاتیکی بیشتر (تا حد ۳۲٪) و در بارگذاری دینامیکی کمتر (تا حد ۱۲٪) می‌باشد. تحت چنین شرایطی مرکز سطح گوه گسیختگی در تراز $H/5.2$ الی $H/6.0$ قرار می‌گیرد (شکل ۱۱).



الف - بارگذاری دینامیکی



ب - بارگذاری استاتیکی

شکل (۱۱) وضعیت گوه‌سیختگی.

۸-۴- نیروی مهارهای جانبی

در قسمت‌های فوقانی تغییرشکل دیافراگم زیاد بوده و نیروی اولیه ایجاد شده در مهارهای فوقانی بیش از مهارهای تحتانی می‌باشد، لیکن در شرایطی که تغییرشکل بخش فوقانی دیافراگم قابل ملاحظه باشد با حرکت دال اصطکاکی انتهایی مهار، نیروی اعمال شده به مهارهای فوقانی کمتر از مهارهای تحتانی می‌گردد. چنین وضعیتی در هر دو شرایط بارگذاری استاتیکی و دینامیکی صادق می‌باشد. تفاوت نیروی مهارها در بارگذاری استاتیکی و برای یک مدل مشخص در حد ۱۰٪ و برای بارگذاری دینامیکی در حد ۲۴٪ می‌گردد. شایان ذکر است بخشی از نیروی اعمال شده به مهارها ناشی از نیروی پیش‌تنیدگی و بقیه مربوط به فشار خاک پشت دیافراگم می‌باشد. با افزایش ضخامت دیوار، عمق گیرداری و کاهش تراکم خاک نیروی اعمال شده به مهارها افزایش می‌یابد. این افزایش در بعضی از مدل‌های مورد مطالعه تا حد ۳۵٪ حاصل شده است.

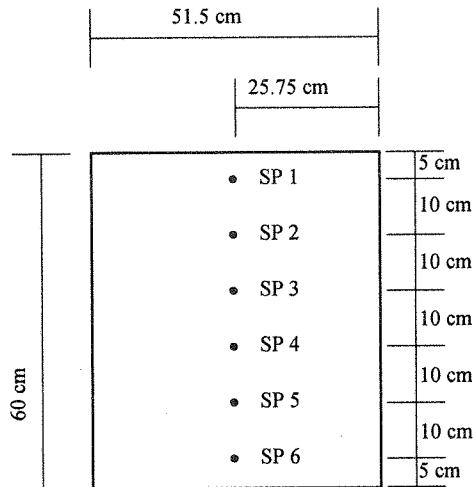
۹-۴- نقطه اثر رانش استاتیکی و دینامیکی

نقطه اثر رانش استاتیکی ناشی از فشار خاک پشت دیافراگم در مدل‌های مورد مطالعه از $0.184H$ الی $0.310H$ متغیر می‌باشد، بطوریکه با افزایش صلبیت نسبی، نقطه اثر رانش استاتیکی به عدد $0.310H$ نزدیک می‌شود. همچنین نقطه اثر نیروی جانبی دینامیکی و نقطه اثر نیروی جانبی کل تابع پارامترهای متغیر، مخصوصاً تابع تعداد ردیف مهار، عمق گیرداری ضخامت دیافراگم و وضعیت تراکم خاک می‌باشد. در مدل‌های مختلف مورد مطالعه، تراز نقطه اثر رانش کل برای دیافراگم‌های با ارتفاع کمتر از $20m$ معادل $0.311H$ الی $0.425H$ و برای دیافراگم‌های با ارتفاع $30m$ و $50m$ در تراز $0.475H$ الی $0.633H$ قرار می‌گیرد. افزایش تعداد ردیف مهار باعث بروز تمرکز تنش در مجاورت مهارها شده و نقطه اثر رانش به سمت محل اجرای مهار تغییر مکان می‌دهد.

با توجه به اینکه در تئوری‌های کلاسیک نقطه اثر در ترازهای متفاوت با تحقیق حاضر ذکر گردیده، این اختلاف را می‌توان عمدتاً به تاثیر انعطاف‌پذیری دیافراگم مربوط دانست. در هر دو شرایط بارگذاری، افزایش تعداد ردیف مهار، افزایش ضخامت دیافراگم، افزایش عمق گیرداری و افزایش تراکم خاک باعث تغییر صلبیت نسبی دیافراگم و جابجایی نقطه اثر رانش کل و قرارگیری در تراز متفاوت شده که این جابجایی در حد $0.041H$ الی $0.126H$ می‌گردد.

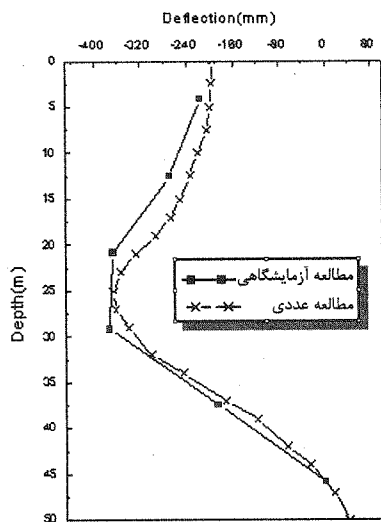
۱۰-۴- مقایسه نتایج مطالعات عددی و آزمایشگاهی

در مدل‌های آزمایشگاهی مورد مطالعه، مطابق شکل ۱۲، لنگر و فشار جانبی در شش نقطه ثبت می‌گردد. شش نقطه از دیافراگم ابزاربندی شده و نیروهای داخلی (لنگر و فشار جانبی) در این شش نقطه اندازه‌گیری می‌گردد، لذا برای رسم منحنی‌های مربوط به مطالعات آزمایشگاهی بهترین منحنی گذرنده از شش نقطه مذکور، ملاک عمل قرار گرفته است. همچنین با توجه به بکارگیری دو عدد تغییر مکان سنج دینامیکی در مجاورت دیافراگم، تغییر شکل جانبی مجموعاً در هشت نقطه قابل اندازه‌گیری بوده و منحنی مربوط به تغییرشکل جانبی، مناسب‌ترین منحنی گذرنده از این هشت نقطه محسوب می‌گردد (شکل ۱۳).

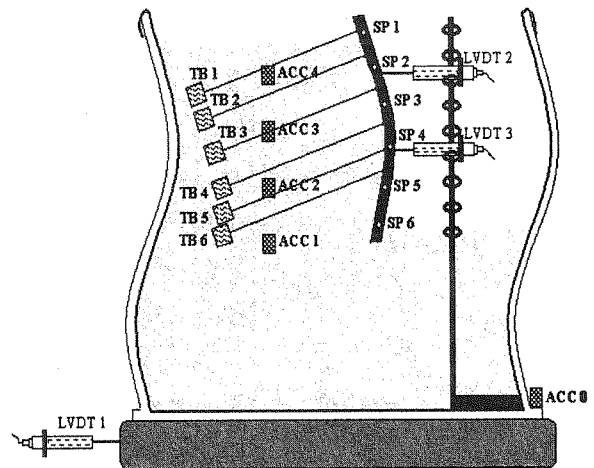


شکل (۱۲) موقعیت شش نقطه ایزاربنندی شده بر روی دیافراگم در مدل آزمایشگاهی.

مطالعات انجام شده نشان می‌دهد که تغییر شکل جانبی اندازه‌گیری شده در مطالعات آزمایشگاهی از نظر جهت و میزان تغییر شکل هم جهت با نتایج استخراج شده حاصل از تحلیل عددی بوده و اختلافات موجود در برخی نقاط در محدوده بین ۵٪ الی ۱۲٪ می‌باشد. تطابق نتایج (یا انطباق در حد ۹۵٪) در هر مدل مربوط به عمق گیرداری حداکثر (H/۴۰)، تعداد ردیف مهار بیشتر (شش ردیف) است (شکل ۱۴).



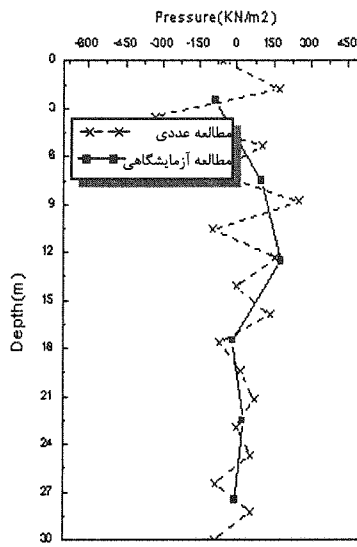
شکل (۱۴) مقایسه تغییر شکل جانبی در مطالعات عددی و آزمایشگاهی (Th = ۸۰ cm ، H = ۵۰ m).



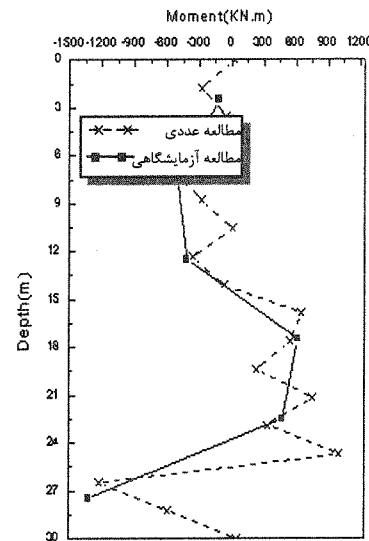
شکل (۱۳) وضعیت مدل آزمایشگاهی بعد از تاثیر زلزله.

همچنین در شرایطی که سطوح جانبی دیافراگم از ذرات ریز ماسه پوشانده شده باشد، در مقایسه با حالتی که سطح صاف دیافراگم در مجاورت خاک قرار داشته باشد انطباق نتایج مدل آزمایشگاهی و عددی حدوداً ۴٪ بیشتر خواهد بود. در ارتباط با لنگر خمشی، مقادیر مربوط به مطالعات آزمایشگاهی در نقاط حداقل و حداکثر لنگر همپوشانی مناسبی با نتایج تحلیل عددی داشته و در سایر نقاط کاهش بین ۴٪ الی ۱۴٪ را دارا می‌باشد. سطح زیرمنحنی لنگر مثبت و منفی در مطالعات آزمایشگاهی بترتیب کاهشی بین ۳٪ الی ۱۰٪ و ۵٪ الی ۸٪ را در مقایسه با تحلیل عددی نظیر، شامل می‌گردد که این اختلاف اندک با توجه به ملاحظات اجرایی کاملاً قابل قبول است (شکل ۱۵). بررسی‌های انجام شده مؤید این مطلب است که اختلاف فشار جانبی حاصل از نتایج مطالعات آزمایشگاهی و تئوریک در حد

۸٪ تا ۱۵٪ است. بیشترین اختلاف مربوط به دامنه شتاب بارگذاری دینامیکی بالا (و یا افزایش دامنه حرکت بار دینامیکی اعمال شده) می‌باشد (شکل ۱۶).



شکل (۱۶) مقایسه فشار جانبی در مطالعات عددی و آزمایشگاهی (Th = ۶۰ cm ، H = ۳۰ m).



شکل (۱۵) مقایسه لنگر خمشی در مطالعات عددی و آزمایشگاهی (Th = ۶۰ cm ، H = ۳۰ m).

افزایش تفاوت در درصدی فوق‌الذکر در دامنه شتاب‌های بالا را می‌توان چنین توجیه نمود که مدل الاستوپلاستیک انتخابی در محدوده دامنه تنش‌های پائین تا متوسط همپوشانی مناسب‌تری با رفتار مصالح دارد، لیکن در دامنه تنش‌های بالا، مدل الاستوپلاستیک منظور شده بر رفتار واقعی مصالح تطابق کامل ندارد.

نتایج مطالعات انجام شده، بیانگر این مطلب است که اختلاف نیروی مهارهای جانبی در مدل‌های آزمایشگاهی و تئوریک در حد ۱۰٪ الی ۲۰٪ است. بیشترین اختلاف مربوط به خاک‌های غیر متراکم و دیافراگم‌های با ضخامت کمتر و تعداد ردیف کمتر مهار می‌باشد. دلیل این اختلاف را می‌توان به جابجایی بیشتر دال اصطکاکی انتهای مهار جانبی در مدل آزمایشگاهی با توجه به شرایط مهار در مقایسه با جابجائی مربوط به تحلیل عددی نظیر دانست.

۵- جمع بندی

بررسی نتایج حاصل از مطالعات عددی و آزمایشگاهی نشان می‌دهد که تاثیر انعطاف پذیری در دیافراگم‌های بتنی مهار شده، باعث رفتار کاملاً متفاوت این سازه‌ها در مقایسه با دیوارهای حائل صلب می‌گردد. نیروهای داخلی اعمال شده به دیافراگم بتنی، تغییر شکل جانبی دیافراگم، نیروی اعمال شده به مهارهای جانبی در بارگذاری استاتیکی با تغییر پارامترهای متغیر شامل ضخامت، عمق‌گیرداری، تعداد ردیف مهار، نوع و تراکم خاک دارای روندی نسبتاً مشخص و قابل پیش بینی بوده، حال آنکه هنگام وقوع زلزله عملکرد دیافراگم بتنی و روند تغییرات نسبت به حالت قبل دارای پیچیدگی خاص خود می‌گردد. شکل و گستردگی گوه‌گسیختگی و تغییرات فشار جانبی ایجاد شده در دیوار در تحلیل‌های دینامیکی، در مقایسه با تحلیل استاتیکی کاملاً متفاوت می‌باشد. اثر رانش استاتیکی در دیافراگم‌های انعطاف‌پذیر نسبت به دیافراگم صلب در تراز پایین‌تری قرار می‌گیرد. همچنین نقطه اثر نیروی جانبی دینامیکی و نقطه اثر نیروی جانبی کل تابع پارامترهای متغیر، مخصوصاً تابع ضخامت و ارتفاع دیافراگم انعطاف‌پذیر می‌باشد. نقطه اثر نیروی جانبی کل در مدل‌های متفاوت در تراز ۰/۳۱۱H الی ۰/۶۳۳H قرار می‌گیرد.

روند کلی مطالعات آزمایشگاهی و عددی نشان می‌دهد که نتایج تحلیل عددی دو بعدی با منظور نمودن رفتار الاستوپلاستیک برای مصالح با مطالعات آزمایشگاهی همخوانی بیشتری داشته و اختلاف محدود برخی کمیت‌ها در این دو مجموعه مطالعات به انتخاب مصالح و رفتار آنها در مدل آزمایشگاهی نسبت به فرضیات تئوریک است. بدین ترتیب نتایج مطالعات عددی از اعتبار لازم برای استفاده در امور مطالعاتی و کاربردی برخوردار است.

- [1] Lamb, P. C., & Whitman, R. V., "Design and Performance of Earth Retaining Structures", Geotechnical Eng. of the American Society of Civil Eng., No. 25, PP.127-129, 1969.
- [2] Isui, Y., & Clough, G. W., "Plane Strain Approximations in Finite Element Analyses of Temporary Walls", Proc. Biann. ASCE Geotech. Conf. Austin, Tex., PP.85-89, June 1975.
- [3] Kanthakos, P., "Slurry Walls", Mc Graw Hill Book Company, PP.39-43, 1979.
- [4] Matsuzawa, H., & Matsumara, N., "Wall Movement Modes Dependent Dynamic Active Earth Pressure Analyses", Proc. Third International Con. On Rec. Adv. In Geo. Earth Eng. and S.D., PP.331-334, 1981.
- [5] Costopoulos, S. D., & Cavounidis, S., & Dounias G., "Permanent Prestressed Anchors in Soft Rock Stabilization", Geotechnical Eng. of hard Soils-Soft Rock, Balkma Rotterdam, 1981.
- [6] Sherif, M.N., Ishibashi, I., Lee, C. D., "Earth Pressure against Rigid Retaining Walls", ASCE, Vol. 109, No. GT7, PP.298-310, July 1982.
- [7] Sherif, M.N., Ishibashi, I., Lee, C. D., "Earth Pressure against Rigid Retaining Walls", ASCE, Vol. 109, No. GT7, PP.325-339, July 1982.
- [8] Sherif, M.N., & Fang, Y. S., "Dynamic Earth Pressure on Walls Rotating about the top", J. Japanese Society of Soil Mech. & Found. Eng. Vol. 24, PP. 109-117, 1984.
- [9] Sherif, M.N., & Fang, Y. S., "Dynamic Earth Pressure on Walls Rotating about the top", J. Japanese Society of Soil Mech. & Found. Eng. Vol. 24, PP. 212-219, 1984.
- [10] Eishi, Y. & et al., "Seismic Design And Behavior of Gravity Retaining Walls, Design and Performance of Earth Retaining Structures", ASCE Geotechnical Special Publication, No. 25, PP.317-325, 1985.
- [11] William, H., & Rawnsley, R.P., "Long-Term tieback Monitoring at Harward Square" Journal of geotechnical Eng. Vol 114, PP.396-402, 1988.
- [12] Susumu, I.A.I., "Similitude for Shacking Table Tests on Soil-Structure-Fluid Model in 1g Gravitational Field", Japanese Society of soil Mech.&Found.Eng. vol.29, no.1, P105-118, 1989.
- [13] Leatel, J.G., & Mackfarlin, R., "Soil Anchors", Preceedings, Conference on Ground Engineering, Institute of Civil Engineers, London, PP.33-44, 1990.
- [14] Stotzer, E., & Schopf, M., "Deep Diaphragm cut-off Walls", Proc. of the 14th International Conf. on Soil Mech. & found. Eng. Vol.3, PP.234-242, 1991.
- [15] Skrabl, S., "Interaction Analysis of Hinge- Tied Plate Foundation and Soils", Doctoral Thesis, University of Maribor, Maribor, PP.55-62, 1991.
- [16] Cacoilo, D.M., "Design and performance of a deep tied back sheet pile wall in soft clay" - proc. of the 14th International conference on soil Mechanics and Foundation Eng. ,1992 .
- [17] Vaziri, H., "Numerical Study of Parameters Influencing the Response of Flexible Retaining Walls" Technical University of Nova Scotia, Canada, PP.321-329, 1995.
- [18] Lai, S. & Sugano, T., "Soil-Structure Interaction Studies through Shaking Table Tests", Earthquake Geotechnical Eng., SECO, pinto, Balkema, Rotterdam ,PP.212-224, 1995.
- [19] Richard, R., Elms, D. G., "Seismic Behavior of Gravity Retaining Walls", ASCE, Vol. 105, No. GTM, April 1979.
- [20] Tanaka, H., "Tiebacks in Foundation Eng. and Construction", Mc Graw Hill, New York, PP. 170-175, 1982.
- [21] Clough, G., & Duncan, M., "Finite Element Analyses of Retaining Wall Behavior", J. of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 97, PP. 1657-1671, Dec. 1987.
- [22] Boghrat, A.R., "Use of Stabl Program in Tied-Back Wall Design", Journal of Geotechnical Eng., Vol. 115, No. 4, PP. 87-98, 1989.
- [23] Behpoor, L., & Ghahramani, A., "Recommendation for Evaluation of Dynamic Earth Pressure on Retaining Structures for Iranian Earthquake Code", Proc. of the 2nd International Sem. on Soil Mechanics & Foundation Eng. of Iran, PP. 649-654, 1993.
- [24] ANSYS Rev. 5.4, "User's Manual, Vol. IV: Teory", ed. by P. Kohnke, Swanson Analyses Systems, Inc., Houston (USA), 1997.

[25] داده‌های پایه شتابنگاشت‌های شبکه شتاب‌نگاری کشور، نشریه شماره ۲۵۶ مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، حمید رضا رمزی، (۱۳۷۶).