مدل‌سازی فیزیکی نیروی دینامیکی خاک بر دیوار مخازن مدفون با استفاده از میز لرزان و مقایسه با روابط تحلیلی

حامد حاتمی‌نیا*، محمد خان‌محمدی، عباس قلندرزاده؛
دانشگاه تهران، پردیس دانشکده‌های فنی، دانشکده مهندسی عمران

تاریخ: دریافت ۹۴/۸/۱۸ **پذیرش** ۹۴/۹/۲۹

چکیده

مخازن سازه‌هایی برای نگه‌داری سیالات هستند که در ابعاد، اشکال و از جنس‌های مختلف ساخته می‌شوند. امروزه استفاده از مخازن برای ذخیره آب، فراورده‌های نفتی و... رواج چشم‌گیری یافته است. در کشور ما برای مخازن شبکه آب‌رسانی اکثر شهرها، از مخازن مدفون مستطیل شکل بتنی استفاده می‌شود. مسئلهٔ مهم در رابطه با شناخت رفتار لرزه‌ای این مخازن بحث اندرکنش خاک و سازه است. با توجه به این‌که نشریه ۱۲۳ سازمان برنامه و بودجه برای طراحی دیوارهای مخازن، رابطه مونونوبه ـ اوکابه را توصیه می‌کند، هدف از این تحقیق به‌دست آوردن فشار و نیروی دینامیکی وارد بر دیوار مخازن مدفون از سوی خاک در زلزله و مقایسهٔ آن با روابط آیین‌نامه‌ای و دیگر تحقیقات آزمایشگاهی و تحلیلی است. برای این منظور از دسته‌ای آزمایش‌های میزلرزان بر مدل کوچک مقیاس مخازن مدفون مستطیلی شکل بتنی در آزمایشگاه مدل‌سازی فیزیکی دانشگاه تهران استفاده شده است. نتایج حاکی از آن است که از رابطهٔ مونونوبه ـ اوکابه و وود نیرویی بیش از مقدار آزمایشگاهی به‌دست می‌آید و رابطهٔ ارائه شده سید ـ ویتمن به نتایج تحقیقات آزمایشگاهی نزدیک‌تر است.

واژه‌های کلیدی: مخازن مدفون، اندرکنش خاک و سازه، مونونوبه ـ اوکابه، فشار دینامیکی خاک، مدل کوچک مقیاس، میز لرزان، سید ـ ویتمن

* **نویسنده مسئول** Hataminia@ut.ac.ir

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-02]

[DOR: 20.1001.1.22286837.1395.10.5.2.0]

مقدمه

فشار جانبی خاک بر دیوار در هر دو حالت استاتیکی و دینامیکی مقوله‌ای است که افراد بسیاری در گذشته تحقیقات گسترده‌ای در مورد آن انجام داده‌اند. ناپایداری دیوارها به‌دلیل وقوع حوادث طبیعی از قدیمی‌ترین مشکلات در حیطهٔ مهندسی ژئوتکنیک است که اثرات مخرب زلزله نیز این مسئله را پیچیده‌تر کرده است. با وجود پژوهش‌های وسیع انجام شده در خصوص پاسخ دینامیکی دیوارها، هنوز تا درک کامل مسئله و کنترل خرابی‌ها فاصلهٔ زیادی وجود دارد.

شناخت صحیح مقدار فشار وارده بر دیوار از سوی خاک به‌منظور طراحی صحیح دیوارها و حفظ جان انسان‌ها اهمیت زیادی دارد. در حالت فشار استاتیکی نتایج به‌دست آمده از تحقیقات گوناگون تا حد زیادی به یک‌دیگر شبیه است، اما در قسمت دینامیکی، ناسازگاری‌های فراوانی مشاهده شده است. از جملهٔ آن‌ها می‌توان به تفاوت زیاد در نتایج به‌دست آمده از روش‌های تحلیلی و آزمایشگاهی اشاره کرد. هم‌چنین ارائه گزارش‌های ضد و نقیض در رابطه با خرابی دیوار زیرزمین‌ها و کولهٔ پل‌ها در نقاط مختلف دنیا بیان‌گر این امر است که فشار دینامیکی خاک به‌دلیل پیچیدگی فراوان آن به‌درستی شناخته نشده و نیازمند تحقیقات بیش‌تر است [۱].

در ارتباط با مخازن مدفون ذخیرهٔ آب که به‌وفور در کشور ما موجود هستند، عمل‌کرد لرزه‌ای مناسب آن‌ها هنگام زلزله و بعد از وقوع آن اهمیت زیادی دارد. برای بیان اهمیت نقش این مخازن طرح این مطلب کافی است که مهم‌ترین مادهٔ حیاتی برای شهری آسیب دیده در زلزله، آب است. با تخریب مخازن آب، تأمین آب شرب، امداد رسانی و اطفاء حریق با مشکل روبرو می‌شود. از این رو، بررسی رفتار مخازن در برابر زلزله و عمل‌کرد مناسب آن‌ها اهمیت دارد. در ارتباط با رفتار لرزه‌ای مخازن مدفون، بحث فشار خاک به‌عنوان یکی از نیروهای مؤثر در طراحی دیوار مخازن اهمیت زیادی دارد. در کشور ما برای طراحی مخازن مدفون ذخیره آب از نشریه ۱۲۳ سازمان برنامه و بودجه استفاده می‌شود که این نشریه برای طراحی دیوار مخازن در برابر فشار دینامیکی خاک، رابطهٔ مونونوبه ـ اوکابه را توصیه می‌کند. چنان‌که

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-02]

[DOR: 20.1001.1.22286837.1395.10.5.2.0]

می‌دانیم این روابط تحلیلی برای سیستم‌های تک فازی خاک و دیوار استخراج شده‌اند، حال آن‌که دیوار مخازن مدفون علاوه بر داشتن اندرکنش با خاک، با آب نیز در تماس و اندرکنش هستند. از طرف دیگر تحقیقاتی مبنی بر این‌که این رابطه چندان مورد تأیید نبوده است و موجب طراحی‌های محافظه‌کارانه و غیراقتصادی می‌گردد، لزوم تحقیق و بررسی رفتار لرزه‌ای و فشار خاک وارد بر دیوار مخازن مدفون را فراهم آورده است.

مروری بر تحقیقات انجام شده

روش‌های معمول نظری برای طراحی دیواره‌های نگهبان در زلزله، بر اساس تعادل حدی و بر پایهٔ تحلیل‌های شبه‌استاتیکی، شبه‌دینامیکی و در حالت‌های خاص از جابه‌جایی لغزشی بلوک‌ها صورت می‌پذیرد. اما هنوز به ارائهٔ روشی کاربردی برای طراحی دیوارهای ساختمان تحت فشارهای ناشی از زلزله احساس نیاز می‌شود. شناخت صحیح مقدار فشار وارده بر دیوار از سوی خاک به‌منظور طراحی صحیح دیوارها و حفظ جان انسان‌ها اهمیت زیادی دارد.

در ارتباط با اثر اندرکنش خاک و سازه بر رفتار لرزه‌ای مخازن، تحقیقاتی انجام شده است که در ادامه به آن‌ها اشاره خواهد شد.

لیواُگلو[1] [۲] در سال ۲۰۰۸ رفتار دینامیکی مخازن مستطیلی شکل را با در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سیال با سازه بررسی کرد و به این نتیجه رسید که اندرکنش خاک و سازه و انعطاف‌پذیری دیوارها و جنس خاک، تأثیرات کمی بر جابه‌جایی جرم مواج سیال داخل مخزن دارد. این درحالی است که پارامترهای ذکر شده اثرات چشم‌گیری بر میزان نیروهای برش پایه مخزن و جابه‌جایی کلی آن دارند.

در سال ۲۰۱۱ لیواُگلو و همکاران [۳] تحقیقی انجام دادند که در آن به بررسی اثر خاک‌ریز بر رفتار لرزه‌ای مخازن مستطیلی پرداخته شد. در این تحقیق برای ارزیابی رفتار لرزه‌ای سیستم مخزن- سیال- خاک‌ریز، از مدل اجزاء محدود شامل اثرات اندرکنش خاک- سازه- آب و رفتار غیرخطی خاک و دیوار استفاده شده است. از نتایج این تحقیق می‌توان برای تعیین نیروهای داخلی، اثرات جرم مواج و اینرسی خاک‌ریز پشت دیوار در طراحی‌ها استفاده کرد.

1. Livaoglu

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-02]

[DOR: 20.1001.1.22286837.1395.10.5.2.0]

نتایج نشان می‌دهند که تغییرات در زاویهٔ اصطکاک داخلی خاک بر رفتار لرزه‌ای دیوار و خاک‌ریز مؤثر است. برای این منظور مقایسه‌ای در مقادیر جابه‌جایی قائم خاک‌ریز، جابه‌جایی سقف، مقادیر تنش‌ها و... با تغییر زاویهٔ اصطکاک داخلی خاک از ۲۵ تا ۴۰ درجه انجام شد و مشاهده شد که بیشینه جابه‌جایی‌های قائم خاک‌ریز تحت تأثیر زاویهٔ اصطکاک داخلی خاک قرار می‌گیرند در حالی که این پارامتر تأثیری جزئی بر بیشینهٔ پاسخ تنش‌ها در قسمت داخلی و خارجی دیوار مخزن دارد. هم‌چنین پاسخ جرم مواج تحت تأثیر اندرکنش خاکریز- مخزن نبوده است و تأثیر اندرکنش خاک و سازه زمانی که مخزن خالی از آب است خود را بیش‌تر نشان می‌دهد. نتایج ست آمده نشان‌گر آن است که تقریب شبه استاتیکی ممکن است برای درک رفتار دینامیکی سیستم خاک‌ریز، دیوار و سیال نارسا باشد.

در تحقیقی در سال ۲۰۱۱ کیانوش و قائم‌مقامی [٤] اثر محتوای فرکانسی زلزله بر رفتار لرزه‌ای مخازن مستطیلی شکل بتنی را با استفاده از روش اجزاء محدود با در نظرگیری اندرکنش خاک و سازه بررسی کردند و به این نتیجه رسیدند که برای مخازن با پی صلب، در اثر زلزله‌های با محتوای فرکانسی بالا، پاسخ ضربه‌ای سیستم افزایش می‌یابد؛ این در حالی است که برای زلزله‌های با محتوای فرکانسی متوسط، پاسخ کلی سیستم افزایش خواهد یافت.

ککیر[1] و لیواُگلو [۵] در سال ۲۰۱۲ یک مدل کاربردی تحلیلی برای به‌دست آرودن پاسخ جابه‌جایی سیستم مخزن با در نظر گرفتن اندرکنش خاک‌ریز و سیال ارائه کردند که در این مدل، اثر سیال به‌روش هازنر و اثر خاک‌ریز پشت مخزن با استفاده از مدل جرم- فنر- میراگر مدل‌سازی شد.

ککیر و لیواُگلو [٦] در سال ۲۰۱۳ تحقیقی عددی- تجربی برای به‌دست آوردن مشخصات دینامیکی مخازن با در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه انجام دادند. در این تحقیق فرکانس‌های مدهای مختلف ارتعاشی دیوار مخزن که در تماس با آب و خاک است به‌صورت عددی و تجربی به‌دست آمد که نتایج مشابه یک‌دیگر بودند. در قسمت تجربی تحقیق برای محاسبه مدهای ارتعاشی دیوار از شتاب‌سنج‌هایی که بر دیوار مخزن نصب می‌شوند و برای ایجاد ارتعاش از یک لرزاننده الکترونیکی استفاده شد.

1. Cakir

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-02]

[DOR: 20.1001.1.22286837.1395.10.5.2.0]

با توجه به بررسی‌های صورت گرفته، اکثر تحقیقات انجام شده به تحقیق و بررسی پاسخ‌هایی چون جابه‌جایی کلی مخزن، جابه‌جایی سقف مخزن و... پرداخته‌اند و تحقیقی که به‌طور صریح به بررسی میزان و شکل توزیع فشار دینامیکی خاک بر دیوار مخازن مدفون با در نظر گرفتن اندرکنش خاک- سیال- سازه پرداخته باشد یافت نشد. با توجه به توصیه نشریه ۱۲۳ سازمان برنامه و بودجه، که رابطه مونونوبه- اوکابه را برای به‌دست آوردن فشار دینامیکی خاک و طراحی دیوار مخازن مدفون پیشنهاد می‌کند و این‌که این روش و تحقیقات تحلیلی مشابه و معروف برای سیستم‌های تک فازی خاک و دیوار استخراج شده‌اند باید گفت دیوار مخازن مدفون دارای اندرکنش دو فازی سیال و خاک با سازه هستند و لازم است این حالت با روش‌های رایج تحلیلی سیستم خاک و دیوار مقایسه شود. در ادامه اشاره‌ای به این روش‌ها و تحقیقات انجام شده می‌شود و در بخش پایانی تحقیق، نتایج آن‌ها با آزمایش‌های انجام شده در تحقیق حاضر در بررسی فشار دینامیکی خاک بر دیوار مخازن مدفون مقایسه می‌شود.

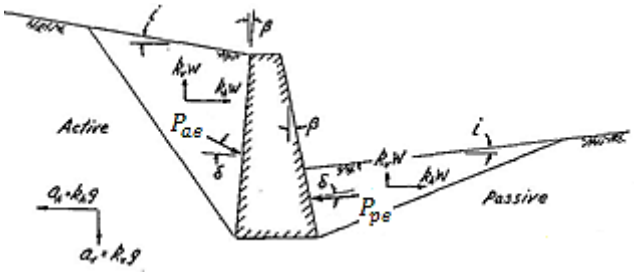
۱. روش مونونوبه ـ اوکابه[1]

این روش از سوی مونونوبه [۷] و اوکابه [۸] با توسعهٔ روش کولمب بر ماسه خشک ارائه گردید. محققان در این روش سعی کردند با در نظر گرفتن اثر زلزله به‌صورت شبه استاتیکی، از مسائل پیچیده آن دوری کرده و راه حلی ساده و کاربردی را در اختیار مهندسان قرار دهند. در این روش به‌منظور در نظر گرفتن تأثیر زلزله، ضریب افقی و قائم شتاب ناشی از حرکت زمین به مرکز ثقل گوه وارد می‌شود و با نوشتن معادلات تعادل برای نیروهای نشان داده شده در شکل ۱، نیروی وارد بر دیوار به‌دست می‌آید. برای محاسبه این ضریب باید شتاب زلزله را تعیین کرد، اما این شتاب در همه نقاط گوه هنگامی که موج زلزله به آن می‌رسد یکسان نیست. به‌همین دلیل باید میانگین عمل‌کرد زلزله مدنظر قرار گیرد که بر اساس روابط تجربی، این ضریب میانگین محاسبه می‌شود.

1. Mononobe-Okabe

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-02]

[DOR: 20.1001.1.22286837.1395.10.5.2.0]



شکل ۱. فشارهای دینامیکی محرک و مقاوم وارد بر دیوار حائل [۹]

در ادامه روابط (۱) الی (۸) محاسبه فشار محرک و مقاوم لرزه‌ای خاک پشت دیوار با استفاده از این روش را نشان می‌دهد.

در حالت محرک:

$$P_{ae} = \frac{1}{2} k_{ae} \gamma H^2 (1 - K_v) \quad (۱)$$

$$P_{ae} = P_a + \Delta P_{ae} \quad (۲)$$

$$\Psi = \tan^{-1}\left(\frac{K_h}{1 - K_v}\right) \quad (۳)$$

$$k_{ae} = \frac{\cos^2(\varphi - \Psi - \beta)}{\cos\Psi \cos^2\beta \cos(\delta + \beta + \Psi)\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi+\delta)\sin(\varphi-\Psi-i)}{\cos(\delta+\beta+\Psi)\cos(i-\beta)}}\right]^2} \quad (۴)$$

در حالت مقاوم:

$$P_{pe} = \frac{1}{2} k_{pe} \gamma H^2 (1 - K_v) \quad (۵)$$

$$P_{pe} = P_a + \Delta P_{pe} \quad (۶)$$

$$\Psi = \tan^{-1}\left(\frac{K_h}{1 - K_v}\right) \quad (۷)$$

$$k_{pe} = \frac{\cos^2(\varphi - \Psi + \beta)}{\cos\Psi \cos^2\beta \cos(\delta - \beta + \Psi)\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi+\delta)\sin(\varphi-\Psi+i)}{\cos(\delta-\beta+\Psi)\cos(i-\beta)}}\right]^2} \quad (۸)$$

که در این روابط: K_h و K_v به‌ترتیب ضرایب افقی و قائم شتاب وارد بر گوه خـاک، a_h و a_v به‌ترتیب شتاب گوه در راستاهای افق و قائم، W وزن گوه خـاک، γ وزن مخصـوص خـاک، φ زاویهٔ اصطکاک داخلی خاک پشت دیوار، β زاویهٔ انحراف دیوار، δ زاویهٔ اصطکاک بین خـاک

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-02]
[DOR: 20.1001.1.22286837.1395.10.5.2.0]

و دیوار و i شیب خاک‌ریز است. هم‌چنین P_a فشار استاتیکی خاک و P_{ae} و ΔP_{ae} به‌ترتیب فشار کل و فشار دینامیکی وارد بر دیوار در حالت محرک و P_{pe} و ΔP_{pe} در حالت مقاوم هستند. لازم به ذکر است نشریه ۱۲۳ سازمان برنامه و بودجه برای طراحی دیوارهای مخازن مدفون، این رابطه را پیشنهاد کرده است.

۲. روش سید و ویتمن[1]

سید و ویتمن [۱۰] با انجام پژوهش‌های پارامتریک برای بررسی اثرات زاویهٔ اصطکاک داخلی خاک، زاویهٔ اصطکاک بین خاک و دیوار، زاویهٔ شیب خاک‌ریز و شتاب وارد بر گوه لغزش، بر فشار دینامیکی ایجاد شده در پشت دیوار ایده‌ای جدید برای تفکیک فشار محاسبه شده از روابط مونونوبه‌ـ اوکابه به فشار استاتیکی و اضافه فشار دینامیکی به‌صورت روابط (۹) الی (۱۲) ارائه کردند.

$$P_{ae} = P_a + \Delta P_{ae} \qquad (۹)$$

$$k_{ae} = k_a + \Delta k_{ae} \qquad (۱۰)$$

که در این روابط k_a و Δk_{ae} به‌ترتیب ضرایب فشار جانبی مربوط به فشار استاتیکی و اضافه فشار دینامیکی هستند. هم‌چنین بر اساس تحلیل حساسیت پارامتری انجام شده، روابط (۱۱) و (۱۲) ارائه شدند:

$$\Delta k_{ae} \approx \left(\frac{3}{4}\right) k_h \qquad (۱۱)$$

$$\Delta P_{ae} = \frac{1}{2}\gamma H^2 \left(\frac{3}{4}\right) k_h = \frac{3}{8} k_h \gamma H^2 \qquad (۱۲)$$

که در این روابط **H** ارتفاع دیوار است و بقیه پارامترها در قبل توضیح داده شده‌اند.

۳. روش وود[2]

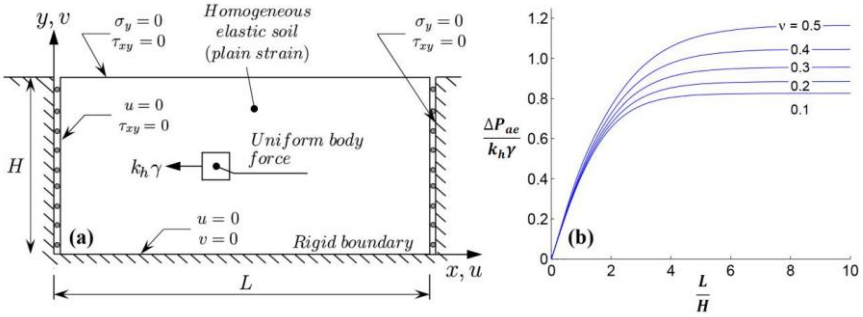
برخی از انواع سازه‌های نگهبان وزنی که بر بستر سنگی بنا شده‌اند و یا دیوار زیرزمین‌ها که به‌وسیله دال سقف طبقات در قسمت بالا و پایین خود به نوعی دارای تکیه‌گاه هستند و مهارشده‌اند، امکان تغییر مکان کافی برای ایجاد مقاومت برشی در خاک پشت دیوار را ندارند.

1. Seed - Whitman
2. Wood

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-02]

[DOR: 20.1001.1.22286837.1395.10.5.2.0]

وود [۱۱] این نظریه را مطرح کرد که با وجود تغییر مکان کم در این دیوارها و هم‌چنین قرارگیری پی بر خاک سخت و یا سنگ، خاک در محدودهٔ الاستیک قرار گرفته و فشار محرک جانبی در پشت دیوار ایجاد نمی‌شود. در شکل ۲، فرضیات و اساس این مدل دیده می‌شود.



شکل ۲. (سمت چپ): فیزیک مسئلهٔ بررسی شده، (سمت راست): جواب‌های مسئله برحسب ضرایب پوآسن و نسبت‌های مختلف طول به عمق [۱۱]

٤. بررسی‌های تحلیلی و عددی انجام شده وکیلی و فاخر

پژوهش‌های تحلیلی و عددی انجام شده وکیلی و فاخر [۱]، [۱۲]، [۱۳] و [۱٤] نشان داد که در هنگام وقوع زلزله و در سیکل‌های ابتدایی که شتاب‌ها از زمین به سازه منتقل می‌شود، طیف پاسخ شتاب سازه و خاک پیرامونی، مقادیر نزدیکی با هم دارند. اما با گذشت از سیکل‌های ابتدایی زلزله، سازه و خاک هرکدام با توجه به سختی و فرکانس طبیعی مربوط به خود، طیف پاسخ شتاب متفاوتی نسبت به یک‌دیگر خواهند داشت. اختلاف در پاسخ شتاب سازه و خاک پیرامونی علت اصلی به‌وجود آمدن فشارهای خاک ناشی از زلزله بر دیوار است. وکیلی [۱] در پایان‌نامه خود ٤ حالت مختلف از حرکت خاک پشت دیوار که در اثر اختلاف پاسخ شتاب به‌وجود می‌آید را بررسی کرد:

۱. سازه و خاک پشت دیوار هر دو به‌سمت توده‌ی خاک حرکت می‌کنند (حالت فشار مقاوم).

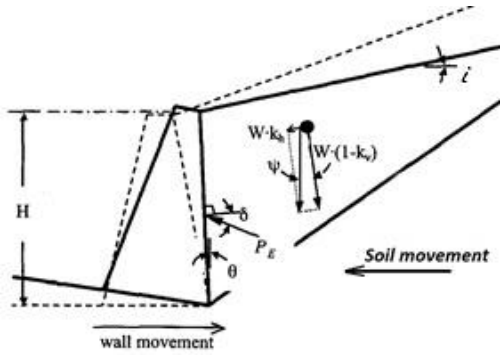
۲. سازه و خاک پشت دیوار هر دو به سمت سازه حرکت می‌کنند (حالت فشار محرک).

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-02]

[DOR: 20.1001.1.22286837.1395.10.5.2.0]

۳. سازه و خاک پشت دیوار به‌سمت یک‌دیگر نزدیک می‌شوند (حالت فشار بررسی شده وکیلی [۱] که در شکل ۳ نشان داده شده است).

٤. سازه و خاک پشت دیوار از یک‌دیگر دور می‌شوند (حالت فشار غیر بحرانی).



شکل ۳. حرکت دیوار و خاک پشت دیوار به‌سمت یک‌دیگر، حالت بحرانی محتمل برای فشار دینامیکی خاک وارد بر دیوار [۱]

در این تحقیق برای محاسبه فشار کل و فشار دینامیکی وارد بر دیوار روابط (۱۳) تا (۱۵) ارائه شده است:

$$P_e = \frac{1}{2}\gamma H^2(1-K_v)\frac{\cos\left(\varphi-\Psi\right)}{\cos\Psi} \qquad (۱۳)$$

$$\Psi = \tan^{-1}\left(\frac{K_h}{1-K_v}\right) \qquad (۱۴)$$

$$\Delta P_e = \frac{1}{2}\gamma H^2(1-K_v)\left[\frac{\cos\left(\varphi-\Psi\right)}{\cos\Psi}-\cos\varphi\right] \qquad (۱۵)$$

که در این روابط P_e و ΔP_e به‌ترتیب فشار کل و اضافه فشار دینامیکی وارد بر دیوار هستند.

۵. روش قطعات افقی

ایده اولیهٔ روش قطعات افقی را شاهقلی و همکاران [۱۵] در سال ۲۰۰۱ ارائه کرده‌اند و تا کنون تحقیقات زیادی برای به‌دست آوردن فشارهای استاتیکی و دینامیکی وارده بر دیوارها انجام شده است. این روش برای شیب‌های خاک مسلح شده، بر مبنای تقسیم تودهٔ بالای خط

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-02]

[DOR: 20.1001.1.22286837.1395.10.5.2.0]

گسیختگی به تعدادی قطعه افقی ابداع شده و در آن بر اساس یک سری معادلات و مجهولات، نیروهای مورد نظر محاسبه می‌شوند که برای نمونه می‌توان به تحقیق شکاریان و قنبری [١٦]، قنبری و احمد آبادی [١٧] اشاره کرد.

٦. پژوهش‌های آزمایشگاهی

تا کنون تحقیقات آزمایشگاهی زیادی با استفاده از دستگاه سانتریفیوژ در بررسی فشار خاک وارد بر انواع دیوارها انجام شده است و به این نکته اشاره دارد که نتایج حاصل از روش مونونوبه- اوکابه و وود چندان مورد تأیید نیست و فرضیات پشت این روابط با واقعیت سازگار نیستند و استفاده از نتایج حاصل از این روش‌ها به‌خصوص در هنگام استفاده از شتاب حداکثر طرح، محافظه‌کارانه بوده است و موجب طراحی‌های غیراقتصادی می‌شوند [١٨]، [١٩]، [٢٠] و [٢١]. در شکل ٤ نمونه‌ای از ابزاربندی یک آزمایش انجام شده در سانتریفیوژ نشان داده شده است.



شکل ٤. نمونه‌ای از ابزاربندی یک آزمایش انجام شده در سانتریفیوژ [١٨]

در قسمت ارائه و تحلیل نتایج، نتیجهٔ حاصل از آزمایش‌های تحقیق حاضر با تحقیقات ذکر شده مقایسه می‌شود.

طراحی و ساخت مدل آزمایش

در این قسمت به مراحل طراحی و ساخت مدل آزمایش می‌پردازیم، برای این منظور با توجه به امکانات آزمایشگاهی، مدلی که مناسب و متناسب با امکانات آزمایشگاهی و نیز پروتوتایپ صحیح از سازه‌ی واقعی باشد، طراحی و سپس ساخته شد.

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-02]

[DOR: 20.1001.1.22286837.1395.10.5.2.0]

۱. معرفی میز لرزان

در این تحقیق برای اعمال بارگذاری لرزه‌ای بر مدل آزمایش، از میز لرزان 1g آزمایشگاه مکانیک خاک دانشکده فنی دانشگاه تهران استفاده شده است. این میز لرزان دارای یک درجه آزادی در راستای عرضی نمونه آزمایش است و قادر به اعمال لرزش بر مدل‌های با وزن حداکثر ۵ تناست. هم‌چنین اعمال محدوده فرکانسی ۰/۱ تا ۱۵ هرتز با این دستگاه ممکن است.

۲. محفظهٔ مدل آزمایش

در تحقیق حاضر برای مدل‌سازی آزمایشگاهی و مدفون کردن مخزن در خاک از یک محفظه فلزی به ابعاد ۲/٤×۱/۵×۰/۷۵ متر استفاده شد.

۳. طراحی مدل آزمایش

۳. ۱. مخزن واقعی مفروض

مخزنی که در این تحقیق به‌عنوان مخزن واقعی در نظر گرفته شده است، پس از تحقیقات و بررسی‌های صورت گرفته از نقشهٔ مخازن مدفون مستطیلی شکل بتنی موجود در ایران به خصوص در تهران، و با در نظرگیری محدود بودن حجم و وزن مدل آزمایشگاهی در نظر گرفته شده است.

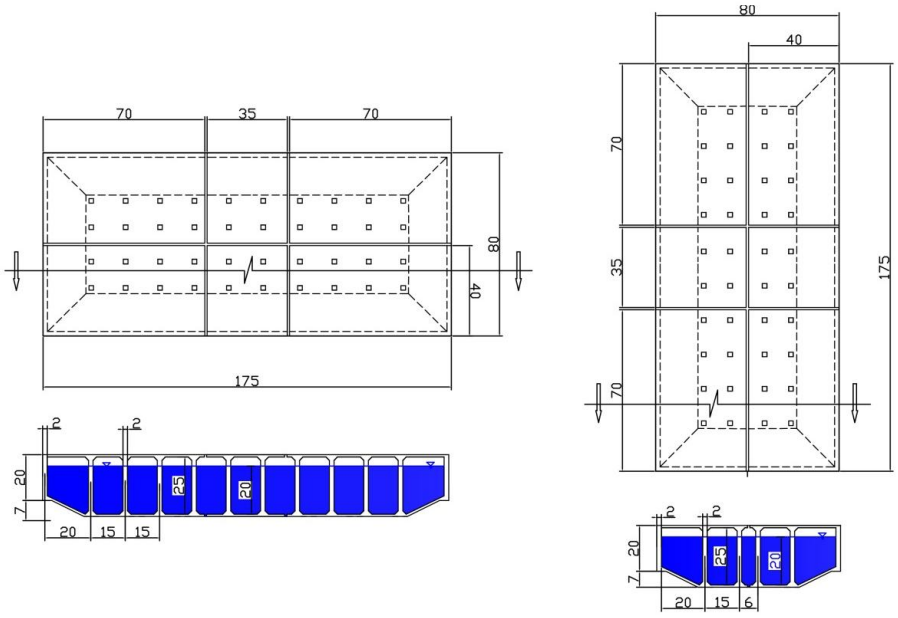
مخزن فرضی مورد نظر مشابه مخازن موجود به‌صورت کاسه‌ای است و طول و عرض آن به‌ترتیب ۵۲/۵ و ٢٤ متر در نظر گرفته شده است. ارتفاع دیوارهای آن ٦ متر و ارتفاع مخزن در مرکز ۷/۵ متر است. ضخامت دیواره‌ها، سقف و پی آن به‌ترتیب ٦۰، ۳۰ و ۳۰ سانتی‌متر است. مخزن مورد نظر دارای ٤۰ ستون با ابعاد ٤۵×٤۵ سانتی‌متر است و در بالا و پایین ستون‌ها کتیبه‌هایی با ارتفاع ٤۵ سانتی‌متر و ابعاد ۱/۲×۱/۲ متر اجرا شده است. ستون‌ها در فواصل ٤/۵ متری از هم قرار داشته و مخزن دارای یک و دو درز انبساطی به‌ترتیب در جهت‌های طولی و عرضی است که مخزن را به ٦ قسمت تقسیم می‌کند. مخزن از بتن با مقاومت مشخصه ٤۵۰ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع که با میل‌گردهای ساده مسلح شده‌اند ساخته شده است. با توجه به این‌که هدف تحقیق حاضر بررسی رفتار مخازن مدفون به‌عنوان شریان‌های حیاتی هنگام زلزله است، مخزن را در حالتی که تا ارتفاع ٦ متری از کف پر از آب است در نظر می‌گیریم.

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-02]

[DOR: 20.1001.1.22286837.1395.10.5.2.0]

۳. ۲. مدل مخزن

با انتخاب ضریب مقیاس ۳۰ برای هندسه، مدل مخزن از سازه واقعی مخزن استخراج می‌شود که نقشهٔ پلان و نمای آن در شکل ۵ مشاهده می‌شود. مدل مخزن دارای طول و عرضی به‌ترتیب ۱۷۵ و ۸۰ سانتی‌متر است. ارتفاع دیوارها برابر ۲۰ سانتی‌متر و ارتفاع مدل در مرکز ۲۵ سانتی‌متر است. ضخامت دیواره‌ها، سقف و کف به‌ترتیب برابر ۲ ،۱ و ۱ سانتی‌متر است. مدل مخزن ٤٠ ستون با مقطع ۱/۵×۱/۵ سانتی‌متر دارد که در بالا و پایین، با کتیبه‌هایی با ارتفاع ۱/۵ سانتی‌متر و ابعاد ٤×٤ سانتی‌متر به کف و سقف متصل شده‌اند. ستون‌ها در فواصل ۱۵ سانتی‌متری از هم قرار دارند. مدل مخزن دارای دو و یک درز انبساطی به‌ترتیب در جهت‌های عرضی و طولی است که مخزن را به ٦ قسمت تقسیم می‌کند. با توجه به جدول ۱، مدل مذکور از ملات ریزدانه با مقاومت مشخصه نهایی، ۳۰ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع ساخته شده که با مش‌های آهن گالوانیزه مسلح شده‌اند. هم‌چنین میزان پرشدگی مدل مخزن ۲۰ سانتی‌متر از کف است. با توجه به قوانین و روش‌های مقیاس ارائه شده در ادبیات فنی [۲۲] ضرایب مقیاس مطابق جدول ۱ به‌دست می‌آید.



شکل ۵. نقشهٔ پلان و نمای جانبی مدل مخزن (ابعاد به سانتی‌متر)

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-02]
[DOR: 20.1001.1.22286837.1395.10.5.2.0]

جدول ۱. ضرایب مقیاس استفاده شده

نوع مشخصات	کمیت فیزیکی		رابطه تشابه	ضریب تشابه
مشخصات هندسی	طول	l	L_r	$\frac{1}{30}$
	ممان اینرسی	I	$I_r = {L_r}^4$	$\frac{1}{810000}$
	چگالی	ρ	$\rho_{\mathrm{r}} = \frac{E_r}{L_r a_r}$	1
مشخصات مصالح	مدول الاستیسیته	E	E_r	$\frac{1}{15}$
	سختی خمشی	EI	$(EI)_r = E_r . {L_r}^4$	$\frac{1}{8100000}$
	سختی محوری	EA	$(EA)_r = E_r . {L_r}^2$	$\frac{1}{9000}$
	شتاب ثقل	g	g_r	1
	جرم	m	$m_r = \rho_{\mathrm{r}} . {L_r}^3$	$\frac{1}{27000}$
مشخصات دینامیکی	نیرو	F	$S_F = \rho_{\mathrm{r}} . {L_r}^3 . a_r$	$\frac{1}{9000}$
	فرکانس	ω	$\omega_{\mathrm{r}} = \frac{1}{t_r}$	$\sqrt{60}$
	شتاب	a	a_r	2
	زمان	t	$t_r = \sqrt{\frac{L_r}{a_r}}$	$\sqrt{\frac{1}{60}}$
	کرنش دینامیکی	ε	$S_\varepsilon = \frac{L_r . a_r . \rho_{\mathrm{r}}}{E_r}$	1

٤. روند ساخت مدل مخزن

پس از طراحی مدل مخزن که در بخش قبل ارائه شد، به اجرا و ساخت مدل طراحی شده می‌پردازیم. پس از بررسی‌های صورت گرفته در مورد روش ساخت مدل با توجه به ضخامت کم جداره‌های آن و با توجه به امکانات آزمایشگاهی، ایده‌ی کلی ساخت مدل مخزن اتخاذ گردید. در شکل ٦ روند ساخت مدل نشان داده شده است.

با توجه به درزهای انبساطی مورد نظر، قسمت‌های مدل به‌صورت جدا جدا ساخته شده و پس قرارگیری نهایی در جعبه آزمایش در تراز ۲۸ سانتی‌متری خاک، در کنار هم آب‌بندی

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-02]

[DOR: 20.1001.1.22286837.1395.10.5.2.0]

شدند. شکل ۷ نحوه آب‌بند کردن قسمت‌های مدل مخـزن در تـراز ۲۸ سـانتی‌متـری خـاک را نشان می‌دهد.



شکل ٦. مراحل ساخت مدل مخزن



شکل ۷. نمایی از آب‌بند کردن مدل مخزن در تراز ۲۸ سانتی‌متری خاک

۵. مشخصات حس‌گرها

به‌منظور بررسی پاسخ لرزه‌ای سازۀ بررسی شده در حین لرزش، در کنار مشـاهدات کیفـی پدیده‌ها دانستن مقادیر کمی پارامترهای مرتبط نیز بخش مهمی از پژوهش را تشکیل می‌دهند.

در تحقیق حاضر وظیفه اندازه‌گیری پارامترهای اساسی رفتار مدل بـه‌عهـدۀ حـس‌گرهـایی است که در نقاط مختلف مدل آزمایش نصب شده‌اند. برای بررسی فشار خاک وارد بر دیـواره از دو فشارسنج که در وسط یکی از پارت‌های میانی تعبیه شده‌اند استفاده شده و برای سنجش شتاب ورودی از شتاب‌سنجی که بر عرشـه میـز لـرزان قـرار داده شـده اسـتفاده شـده اسـت. هم‌چنین شتاب‌سنجی برای ثبت شتاب روی مخزن بر یکی از قسمت‌های مدل قـرار داده شـده

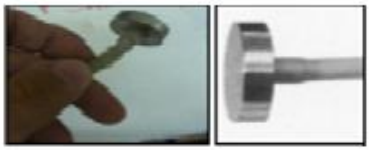
[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-02]

[DOR: 20.1001.1.22286837.1395.10.5.2.0]

است. در شکل ٨ (الف و ب) به‌ترتیب شتاب‌سنج و فشارسنج که با نماد اختصاری ACC و TP نشان داده شده‌اند، مشاهده می‌شود.



الف



ب

شکل ٨. الف) حس‌گر شتاب‌سنج (ACC)، ب) حس‌گر فشار خاک (TP)

٦. مشخصات ابزاربندی آزمایش

٦. ١. خاک‌ریزی جعبه آزمایش برای ساخت مدل

مشخصات خاک مورد استفاده

پس از بررسی‌های صورت گرفته، برای تهیهٔ خاک مدل آزمایش از ماسه ١٦١ فیروزکوه استفاده شده است. مشخصات ژئوتکنیکی اولیهٔ این نوع خاک در جدول ٢ ارائه شده است.

جدول ٢. مشخصات ژئوتکنیکی خاک استفاده شده

چگالی دانه‌های جامد (G_s)	حداقل نسبت تخلخل (e_{min})	حداکثر نسبت تخلخل (e_{max})
٢/٦٥	٠/٥٤٨	٠/٨٧٤

خاک‌ریزی جعبه آزمایش قبل از جای‌گذاری مدل مخزن

خاک‌ریزی‌های صورت گرفته برای ساخت مدل آزمایش به‌طور لی به دو قسمت قبل و بعد از جای‌گذاری مدل مخزن تقسیم می‌شود. خاک‌ریزی قبل از جای‌گذاری مدل، از کف جعبهٔ آزمایش تا تراز کف مدل به ارتفاع ٢٨ سانتی‌متر است. در این مرحله تمام مساحت جعبهٔ آزمایش به ارتفاع ٢٨ سانتی‌متر با تراکم نسبی ٧٠% از خاک مورد نظر پر می‌شود.

خاک‌ریزی جعبه آزمایش بعد از جای‌گذاری مدل مخزن

در این مرحله پس از جای‌گذاری مدل بر لایهٔ ٢٨ سانتی‌متری اولیه، ابتدا به ارتفاع 7 سانتی‌متر و با تراکم ٧٠% (که مربوط به قسمت شیبدار مدل مخزن است) خاک‌ریزی انجام شده، سپس به ارتفاع ٢٠ سانتی متر، خاک‌ریزی بعدی انجام می‌شود. این خاک‌ریزی با تراکم نسبی

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-02]

[DOR: 20.1001.1.22286837.1395.10.5.2.0]

۵۰% و به‌صورت کاملاً مدفون انجام می‌شود. علت تراکم کم‌تر در این قسمت آن است که در واقعیت خاک اطراف مخزن اکثرا به‌صورت دستی ریخته شده و دارای تراکم کم‌تری نسبت به خاک زیر مخزن است. در شکل ۹ نمایی از نحوهٔ خاک‌ریزی و پر کردن جعبه آزمایش دیده می‌شود.



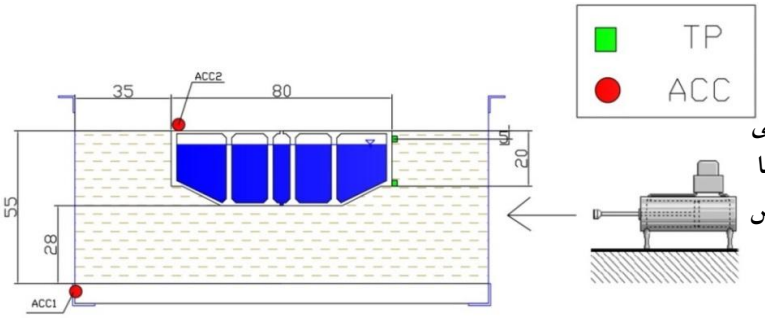
شکل ۹. خاک‌ریزی جعبه آزمایش

پارامترهای وزنی حجمی خاک زیر مخزن و اطراف آن در جدول ۳ آمده است. بدیهی است برای محاسبه فشار خاک به‌روش‌های تحلیلی از پارامترهای خاک با تراکم ٪۵۰ باید استفاده کرد.

جدول ۳. پارامترهای وزنی حجمی خاک در دو تراکم نسبی ٪۵۰ و ٪ ۷۰

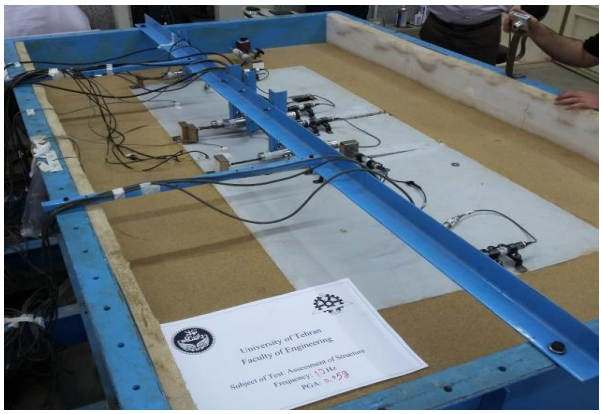
وضعیت تراکم	تراکم نسبی Dr (%)	نسبت تخلخل e	وزن مخصوص خشک، $\gamma\ dry$ (kg/m^3)	وزن مخصوص مرطوب٪۵، $\gamma\ wet$ (kg/m^3)	زاویهٔ اصطکاک خاک، درجه (φ)
متوسط	۵۰	۰/۷۱۱	۱۵۴۹	۱۶۲۷	۳۱
سخت	۷۰	۰/۶۴۵	۱۶۱۰	۱۶۹۱	۳۲/۵

در شکل ۱۰ و ۱۱ شکل کلی ابزاربندی به‌صورت شماتیک و واقعی دیده می‌شود. چنان‌که مشاهده می‌شود، برای اعمال تحریک با جک نمادی و فلش نشان داده شده است.



شکل ۱۰. نمایش کلی ابزاربندی، حس‌گرها و جهت اعمال لرزش

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-02]
[DOR: 20.1001.1.22286837.1395.10.5.2.0]



شکل ١١. نمایش کلی ابزاربندی آزمایش

شرایط و ویژگی‌های آزمایش

در این تحقیق با توجه به محدودیت‌های آزمایشگاهی و این‌که هدف اصلی بررسی رفتار لرزه‌ای مخارن در حالت پر بود، آزمایش‌ها فقط در حالت پر انجام شدند. برای این منظوراز یک سری تحریک‌های هارمونیک با دامنه شتاب‌های g ٠/١ تا g ١/١ و با فرکانس ٨، ٦، ٤، ٢ هرتز استفاده شده است که در کل شامل ٢٩ لرزش است. در هر تحریک بیشینهٔ فشار وارد بر دیوار به‌دست آمده و سپس با فرض توزیع خطی، نیرو دینامیکی خاک ناشی از زلزله محاسبه شده و با روابط تحلیلی و آزمایشگاهی ذکر شده در قسمت "مروری بر تحقیقات انجام شده" مقایسه شود.

در جدول ٤ مشخصات لرزش‌های اعمالی آمده است. در این جدول شتاب اسمی، شتابی است که مدنظر بوده است و عدد ورودی به سامانه الکترونیکی و کنترلی دستگاه میز لرزان است. بدیهی است با توجه به محدودیت‌های دستگاه، شتاب ورودی و خروجی ثبت شده روی عرشه میز لرزان (ACC_1) الزاما با هم برابر نیستند.

جدول ٤. مشخصات لرزش‌های اعمالی

شماره مجموعه آزمایش	فرکانس ورودی لرزش‌ها (Hz)	تعداد لرزش	شتاب اسمی وارد شده (g)	گام افزایش شتاب
١	٨	١١	٠/١ تا ١/١	٠/١
٢	٦	٦	٠/١ تا ١/١	٠/٢
٣	٤	٦	٠/١ تا ١/١	٠/٢
٤	٢	٦	٠/١ تا ١/١	٠/٢

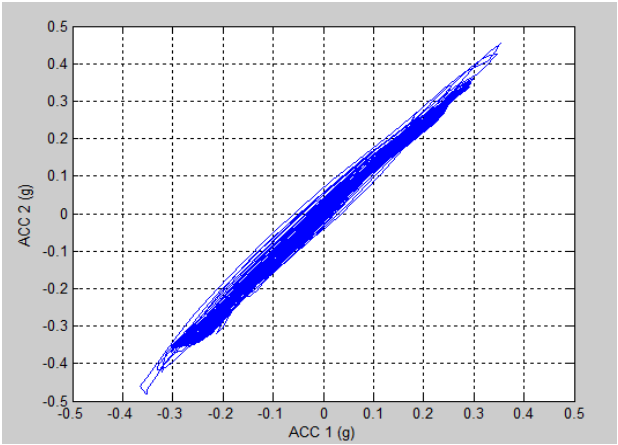
[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-02]

[DOR: 20.1001.1.22286837.1395.10.5.2.0]

ارائه و تحلیل نتایج

۱. نتایج مربوط به شتاب‌سنج‌ها

با بررسی نمودار نقطه به نقطه شتاب پایه ورودی و شتاب مخزن این نتیجه به‌دست آمد که حرکت مخزن و حرکت اعمالی هم‌فاز هستند. این موضوع برای یکی از لرزش‌ها در شکل ۱۲ نشان داده شده است.



شکل ۱۲. نمودار نقطه به نقطه شتاب مخزن بر حسب شتاب پایه ورودی

در این نمودار محور افقی شتاب تحریک پایه (ACC_1) و محور قائم شتاب ثبت شده روی مدل مخزن (ACC_2) است. هم‌چنین لازم به ذکر است شتاب روی مخزن که با (ACC_2) نشان‌دهنده است، همواره به‌دلیل تشدید از (ACC_1) یعنی شتاب عرشه میز لرزان بزرگ‌تر است. برای نمونه مقادیر این شتاب‌ها برای لرزش‌های با فرکانس ٦ هرتز در جدول ۵ آمده است

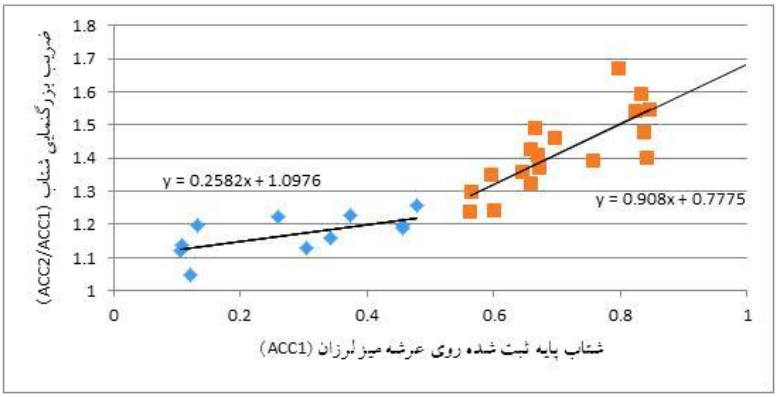
جدول ۵. مشخصات لرزش‌های ورودی با فرکانس ٦ هرتز

شمارهٔ آزمایش	شتاب اسمی	(ACC_1)	(ACC_2)
۱	۰/۱ g	۰/۰۹ g	۰/۱۰۱ g
۲	۰/۳ g	۰/۲٦ g	۰/۳۰۳ g
۳	۰/۵ g	۰/۳۹ g	۰/٤۸٦ g
٤	۰/۷ g	۰/۵۲ g	۰/٦۷۸ g
۵	۰/۹ g	۰/٦ g	۰/۷۸۷ g
٦	۱/۱ g	۰/٦۷ g	۰/۹۲ g

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-02]

[DOR: 20.1001.1.22286837.1395.10.5.2.0]

در نمودار شکل ۱۳ مقدار بزرگ‌نمایی شتاب (ACC_2/ACC_1) برای تمام لرزش‌ها آورده شده است. چنان‌که ملاحظه می‌شود این مقدار برای این مدل، بین ۱ و ۱/۷ در تغییر است.



شکل ۱۳. نسبت بزرگ‌نمایی شتاب مدل مخزن به شتاب پایه ورودی

چنان‌که در شکل ۱۳ دیده می‌شود، در تحریک‌های با شتاب کم‌تر از ۰/۵ g نمودار مقدار بزرگ‌نمایی دارای شیب کم‌تری نسبت به تحریک‌های با شتاب بیش‌تر ۰/۵ g است که می‌تواند حاکی از آن باشد که در جنبش‌های با شتاب بیش‌تر، پاسخ لایه خاکی بیش‌تر می‌شود.

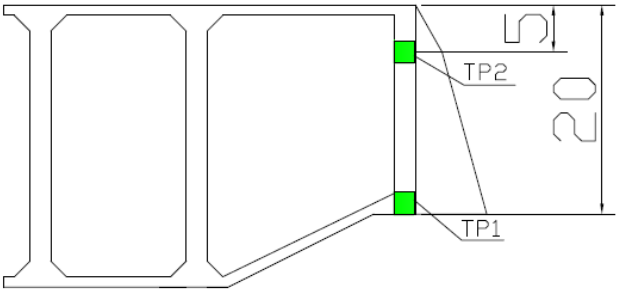
۲. نتایج مربوط به حس‌گرهای فشار خاک

پس از اعمال لرزش‌ها مقدار بیشینه فشار دینامیکی در نقاط ۵ و ۲۰ سانتی‌متری از سقف با حس‌گرهای فشار خاک حین ۲۹ لرزش اندازه‌گیری شد. با بررسی مقدار فشارسنج شمارهٔ ۲ و مقادیر کم آن، این نتیجه به‌دست آمد که مقدار فشار در بالاترین نقطه دیوار حدوداً صفر است. بنابراین برای محاسبهٔ نیروی دینامیکی ناشی از تحریک، مطابق شکل ١٤ از فرض صفر بودن فشار در بالاترین نقطه دیوار و خطی بودن فشار استفاده شد و مقدار نیروی دینامیکی در هر یک از لرزش‌ها محاسبه و با دیگر نتایج موجود در ادبیات فنی مقایسه گردید.

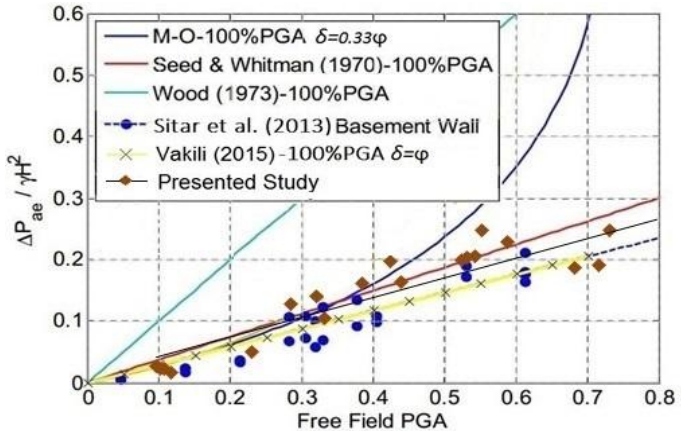
در شکل ۱۵ نمودار بدون بعد مقایسه نیروی دینامیکی روش آزمایشگاهی تحقیق حاضر با روابط تحلیلی مونونوبه- اوکابه، وود، سید- ویتمن، وکیلی و تحقیق آزمایشگاهی سیتار که در سانتریفیوژ انجام شده نشان داده شده است. چنان‌که مشاهده می‌شود روش وود و مونونوبه- اوکابه مخصوصاً در شتاب‌های زیاد مقدار نیروی زیادی به‌دست می‌دهد. هم‌چنین روش‌های

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-02]
[DOR: 20.1001.1.22286837.1395.10.5.2.0]

سید–ویتمن، وکیلی و تحقیقات آزمایشگاهی سیتار و همکاران با نتیجهٔ حاصل از آزمایش تحقیق حاضر انطباق خوبی دارد. لازم به ذکر است با توجه به نمودار مذکور، در شتاب‌های کم، تمامی روش‌ها تقریباً نتیجه مشابهی با هم دارند. چنان‌که مشاهده می‌شود خط برازش داده شده از تمام مقادیر حاصل از لرزش‌ها، بین رابطه سید–ویتمن و رابطهٔ تحلیلی وکیلی که منطبق بر نتایج آزمایشگاهی سیتار در سانتریفیوژ است قرار گرفته است.



شکل ١٤. تصویر شماتیک فشارسنج‌های خاک و توزیع خطی فشار خاک



شکل ١٥. نمودار بدون بعد مقایسه فشار دینامیکی روش آزمایشگاهی تحقیق حاضر با روابط

تحلیلی و آزمایشگاهی

در این نمودار نتیجهٔ رابطه مونونوبه–اوکابه برای خاک با ضریب اصطکاک داخلی $\varphi = ٣٦^{\circ}$ و ضریب اصطکاک خاک و دیوار $\delta = ٠/٣٣\varphi$ به‌دست آمده است، نتیجه وود با فرض ضریب پوآسن ٠/٣ و $L/H = ١٠$ محاسبه شده است؛ مدل‌های سانتریفیوژ نیز برای خاک ماسه‌ای نوادا

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-02]

[DOR: 20.1001.1.22286837.1395.10.5.2.0]

با تراکم نسبی متوسط تا کمی متراکم و ضریب اصطکاک داخلی متوسط ٣٦ درجه به‌دست آمده است؛ نتایج روابط تحلیلی سید- ویتمن برای خاک با ضریب اصطکاک داخلی ٣٦ و نیز نتیجه رابطهٔ تحلیلی وکیلی برای خاک با ضریب اصطکاک داخلی ٣٦ و ضریب اصطکاک خاک و دیوار $\delta=\varphi$ ارائه شده است.

نتیجه‌گیری

چنان‌که نشان داده شد، شتاب مخزن و شتاب پایه اعمالی هم‌فاز هستند. این بدان معنی است جهت شتاب اعمالی و اینرسی سازه مخزن هم‌سو هستند. در ارتباط با بزرگ‌نمایی مقدار شتاب، تا شتاب‌های حدود ٠/٥ g نمودار مقدار بزرگ‌نمایی شیب کم‌تری نسبت به تحریک-های با شتاب بیش‌تر ٠/٥ g دارد که حاکی از آن است که در جنبش‌های با شتاب بالاتر، پاسخ لایه خاکی بیش‌تر می‌شود.

هم‌چنین با توجه به تحقیق آزمایشگاهی انجام شده، احساس می‌شود که روابط مونونوبه- اوکابه و وود محافظه‌کارانه بوده است و موجب طراحی‌های غیراقتصادی می‌شود. علت این موضوع در رابطه مونونوبه- اوکابه می‌تواند ناشی از این باشد که در این رابطه اولاً فرض می‌شود دیوار به اندازهٔ کافی تغییر شکل داده است تا حداقل فشار خاک (محرک) به‌وجود آید، ثانیاً حداکثر مقاومت برشی خاک در پشت دیوار بر سطح گسیختگی مستوی که از انتهای وجه داخلی دیوار می‌گذرد، بسیج می‌شود و ثالثاً گوه خاکی پشت دیوار به‌عنوان جسمی صلب عمل می‌کند و در نتیجه شتاب وارد بر گوه را می‌توان در لحظه گسیختگی یک‌نواخت فرض کرد. در مورد رابطهٔ وود مطابق نظر وی، تغییر مکان‌های کوچک ناشی از کرنش سازه دیوار بر توزیع تنش مؤثر است. تغییر مکان حداکثر در این روش به ٠/٠٠١ و ٠/٠٠٢ ارتفاع دیوار محدود می‌شود و هرچه خاک غیرچسبنده‌تر و متراکم‌تر باشد این مقدار کم‌تر است. این کرنش‌ها اگر چه به اندازه‌ای نیستند که موجب تغییر رفتار خاک از حالت خطی به غیرخطی شود اما تأثیر مهمی در فرضیات دیوار صلب که محاسبات بر مبنای آن بنا شده‌است، می‌گذارد. هم‌چنین از فرضیات این روش، استفاده از خاک خشک و وجود نداشتن آب در پشت دیوار است. آن‌چه از این روش به‌دست می‌آید گاهی تا ٢ برابر فشار حاصل از روابط مونونوبه-اکابه است و بسیار محافظه‌کارانه است و توصیه می‌شود که از این روش برای سازه‌های حساس استفاده شود.

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-02]

[DOR: 20.1001.1.22286837.1395.10.5.2.0]

در این بین به‌نظر می‌رسد رابطه سید-ویتمن به واقعیت نزدیک‌تر است و طراحی‌ها بر اساس آن معقول و اقتصادی‌ترند. اگرچه نهایتاً آن‌ها به این نتیجه کلی رسیدند که دیواره‌های وزنی‌ای که به‌خوبی برای حالت استاتیکی طراحی شده‌اند توانایی مقابله با فشارهای دینامیکی در شتاب‌های معمول را خواهند داشت.

در این تحقیق برای بررسی فشار خاک از فشارسنج‌های نقطه‌ای استفاده شده است در حالی که برای به‌دست آوردن شکل توزیع نیرو در ارتفاع باید از نیروسنج‌هایی که در ارتفاع نصب می‌شوند بهره گرفت که با توجه به محدودیت‌های آزمایشگاهی و تجهیزات آن، امکان استفاده از این روش وجود نداشت و شکل توزیع فشار در ارتفاع به‌صورت خطی در نظر گرفته شد. تنها موردی که می‌توان گفت این است که فشار دینامیکی خاک با افزایش عمق زیاد می‌شود که این موضوع با نتایج حاصل از روش قطعات افقی هم‌خوانی دارد.

تشکر و قدردانی

از مسئولان آزمایشگاه خاک دانشکده فنی دانشگاه تهران، آقایان مهندس سلیمی و شکوری و نیز از کمک‌های آقای مهندس امیرحسین محمدی تشکر و قدردانی می‌شود.

منابع

۱. وکیلی م.ر.، *فشار دینامیکی خاک بر دیوار زیرزمین‌های چند طبقه*، پایان‌نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه تهران، ایران (۱۳۹٤).

2. Livaoglu R., "Investigation of seismic behavior of fluid_rectangular tank_soil/ Foundation systems in frequency domain", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, vol.28, 2 (2008) 132_146.
3. Livaoglu R., Dogangun A., Cakir T., Aytekin M., "Effects of backfill on seismic behavior of rectangular tanks", Ocean Engineering, vol.38,10 (2011) 1161-1173.
4. Kianoush M.R., Ghaemmaghami A.R., "The effect of earthquake frequency content on the seismic behavior of concrete rectangular liquid tanks using

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-02]

[DOR: 20.1001.1.22286837.1395.10.5.2.0]

the finite element method incorporating soil-structure interaction", Engineering Structures, vol.33, 7 (2011) 2186-2200.

5. Cakir T., Livaoglu R., "Fast practical analytical model for analysis of backfill_rectangular tank_fluid interaction systems", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, vol.37 (2012) 24-37.
6. Cakir T., Livaoglu R., "Experimental analysis on FEM definition of backfill-rectangular tank-fluid system", Geomechanics and Engineering, An International Journal, vol.5.2 (2013) 165-185.
7. Mononobe N., Matsuo H., "On the determination of earth pressures during earthquakes", Proceedings of World Engineering Congress, Vol. 9 (1929).
8. Okade S., "General theory of earth pressure and seismic stability of retaining wall and dam", Journal of the Japanese society of Civil Engineering, Vol.10.5 (1924) 1277-1323.
9. Davies T., Richards R., Chen K., "Passive pressure during seismic loading" Journal of geotechnical engineering, Vol.112.4 (1986) 479-483.
10. Seed H.B., Whitman R.V., "Design of earth retaining structures for dynamic loads", Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth-Retaining Structures, ASCE (1970) 103-147
11. Wood J.H., "Earthquake-induced soil pressures on structures", Ph.D. Thesis, California Institute of Technology, California, USA (1973).

۱۲. وکیلی م.ر.، فاخر ع.، *مقایسه و ارزیابی روش‌های تحلیلی برای محاسبه فشار لرزه‌ای خاک‌بر دیواره های زیرزمین*، پانزدهمین کنفرانس دانشجویان عمران سراسر کشور، ارومیه (۱۳۹۳).

۱۳. وکیلی م.ر.، فاخر ع.، *توزیع فشار لرزه‌ای برای خاک‌های دارای چسبندگی بر دیوار زیرزمین‌های عمیق*، دومین کنگره بین المللی سازه ، معماری و توسعه شهری، تبریز (۱۳۹۳).

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-02]

[DOR: 20.1001.1.22286837.1395.10.5.2.0]

14. Vakili M.R., Fakher A, "Evaluation of pseudo-static and numerical methods for dynamic soil pressure on basement walls", 10th International Congress on Civil Engineering, University of Tabriz, Tabriz, Iran (2015).
15. Shahgholi M., Fakher A., Jones C.J.F.P., "Horizental slice method of analysis", Geotechnique, vol.51, 10 (2001) 881-885.
16. Shekarian S., Ghanbari A., "A pseudo-dynamic method to analyze retaining wall with reinforced and unreinforced backfill", JSEE, vol10.1 (2008) 41-47.
17. Ghanbari A., Ahmadabadi A., "Pseudo-dynamic active earth pressure analysis of inclined retaining walls using horizontal slices method", Transaction A: Civil Engineering, vol.17.2 (2010) 118-130.
18. Candia Agusti G., Sitar N., "Seismic earth pressures on retaining structures with cohesive backfills", UCB GT 13-02, Clifornia Department of Transportation (2013).
19. Al Atik L., Sitar N., "Seismic earth pressures on cantilever retaining structures", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol.136 (10) (2010) 1324-1333.
20. Mikola R.G., Sitar N., "Seismic Earth Pressures on Retaining Structures in Cohesionless Soils", UCB GT 13-01, Clifornia Department of Transportation, University of California, Berkeley (2013).
21. Sitar N., Mikola R.G., Candia G. "Seismically induced lateral earth pressures on retaining structures and basement walls", Proceedings of Geotechnical Engineering State of the Art and Practice, GeoCongress, (2012) 335-358.
22. Moncarz P.D., Krawinkler H., "Theory and application of experimental model analysis in earthquake engineering", Vol.50, Stanford University (1981).

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-02]

[DOR: 20.1001.1.22286837.1395.10.5.2.0]