

نوع مقاله: پژوهشی

چکیده

مخازن هوایی آب برای تأمین و ذخیره‌سازی آب مورد نیاز و همچنین تأمین فشار آب در شبکه آبرسانی کاربرد فراوانی دارند. در میان مطالعات انجام‌شده، مطالعات مربوط به بررسی رفتار لرزه‌ای مخازن هوایی با سیستم قاب فلزی مهاربندی شده اندک می‌باشد. در زلزله از گله کرمانشاه (۲۱ آبان ماه ۱۳۹۶)، تعدادی از مخازن هوایی فولادی شهر سرپل ذهاب دچار آسیب‌دیدگی گردید. در این مقاله علاوه بر مرور آسیب‌های وارد به ۵ مخزن هوایی آب موجود در زلزله کرمانشاه، تأثیر اندرکنش خاک و سازه در رفتار این مخازن مورد بررسی قرار گرفته است. برای مدل‌سازی آب درون مخزن از مدل جرم و فنر ارائه‌شده توسط Housner (1963) و نشریه شماره ۶۰۴ (راهنمای طراحی لرزه‌ای سامانه آبرسانی) استفاده شده است. برای احتساب تأثیر اندرکنش خاک و سازه بر رفتار این سازه‌ها نیز از روش مدل مخروطی برای پی‌های سطحی (مدل دم میمونی) (Meek & Wolf (1992) و روش پیشنهادی آیین‌نامه ۲۸۰۰ ایران استفاده شده است. همچنین نشان داده شده است که شرایط ساختگاه باعث افزایش تغییر مکان جانبی مخازن و زمان تناوب مخازن مورد مطالعه می‌شود. در نهایت نتایج دو روش مخروطی (Meek & Wolf (1992) و روش آیین‌نامه ۲۸۰۰ مقایسه شده است.

واژگان کلیدی: رفتار لرزه‌ای، مخازن هوایی فولادی، اندرکنش خاک-سازه، روش مخروطی، روش هاوزنر، زلزله ۱۳۹۶ از گله کرمانشاه.

بررسی رفتار لرزه‌ای مخازن آب هوایی فولادی آسیب دیده در زلزله از گله کرمانشاه (۱۳۹۶) با احتساب اندرکنش خاک - سازه به روش مخروطی و روش آیین‌نامه ۲۸۰۰

امید ملکشی

دانشجوی کارشناسی ارشد مهندسی عمران سازه، دانشگاه بجنورد، بجنورد، ایران

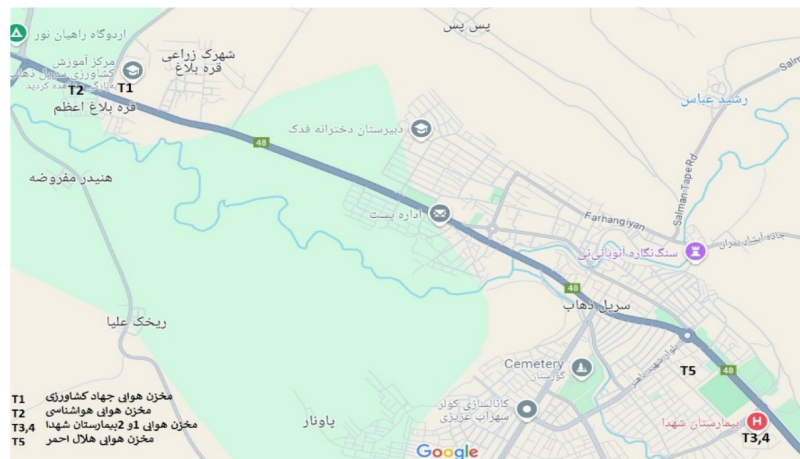
مهدی ادیبی (نویسنده مسئول)

دانشیار، گروه عمران، دانشگاه بجنورد، بجنورد، ایران،
m.adibi@ub.ac.ir

۱- مقدمه

عملکرد مخازن هوایی آب در طول زلزله از دیرباز مورد توجه مهندسان بوده است، زیرا علاوه بر اهمیت بالای این نوع از سازه‌ها، شاهد رفتار متفاوت آن‌ها نسبت به ساختمان‌ها در هنگام زلزله هستیم. از دیگر تفاوت‌های رفتار این سازه‌ها با سازه‌های معمول، اهمیت اندرکنش بین خاک، سازه و آب برای این سازه‌ها در هنگام زلزله می‌باشد. از این رو، مطالعه رفتار این مخازن نیاز به درک درستی از رفتار لرزه‌ای سازه و اندرکنش آن با خاک و آب دارد. در همین راستا، خلاصه‌ای از مطالعات محققان گذشته آورده شده است. هوسنر در سال ۱۹۶۳، Housner (1963) ارتباط بین حرکت آب با توجه به حرکت مخزن و حرکت کل سازه نسبت به زمین را مورد بحث قرار داد. این محقق جرم مایع درون مخزن را به دو قسمت تقسیم کرد: یک قسمت که همراه با مخزن و سازه نگه‌دارنده آن به نوسان می‌پردازد (جرم ضربه‌ای) و قسمت دیگر که به صورت مستقل دچار تلاطم می‌شود (جرم تلاطمی). در سال ۱۹۸۵، Haroun et al. (1985) به بررسی و مقایسه رفتار استاتیکی و دینامیکی خطی و غیرخطی برای یک مخزن هوایی فولادی با پایه‌های قابی شکل و مهاربندهای ضربدری پرداختند و با در نظر گرفتن رفتار هیستریزس اعضای مهاربندی و فرض رفتار الاستیک تیرها و ستون‌ها نشان دادند که رفتار هیستریزس عضو مهاربندی موجب استهلاک انرژی زلزله و در نتیجه کاهش جابه‌جایی سازه نگه‌دارنده می‌شود. در سال ۲۰۰۰، دوتا و همکاران Dutta et al. (2000)، به بررسی آسیب‌پذیری پیچشی در مخازن هوایی بتنی با پایه‌های قابی شکل پرداختند و نشان دادند که این سازه‌ها ممکن است چرخش پیچشی را تقویت کنند. در سال ۲۰۰۵، Jain & Jaiswal (2005) مدل‌های مختلف

عملکرد مخازن هوایی آب در طول زلزله از دیرباز مورد توجه مهندسان بوده است، زیرا علاوه بر اهمیت بالای این نوع از سازه‌ها، شاهد رفتار متفاوت آن‌ها نسبت به ساختمان‌ها در هنگام زلزله هستیم. از دیگر تفاوت‌های رفتار این سازه‌ها با سازه‌های معمول، اهمیت اندرکنش بین خاک، سازه و آب برای این سازه‌ها در هنگام زلزله می‌باشد. از این رو، مطالعه رفتار این مخازن نیاز به درک درستی از رفتار لرزه‌ای سازه و اندرکنش آن با خاک و آب دارد. در همین راستا، خلاصه‌ای از مطالعات محققان گذشته آورده شده است. هوسنر در سال ۱۹۶۳، Housner (1963) ارتباط بین حرکت آب با توجه به حرکت مخزن و حرکت کل سازه نسبت به زمین را مورد بحث قرار داد. این محقق جرم مایع درون مخزن را به دو قسمت تقسیم کرد: یک قسمت که همراه با مخزن و سازه نگه‌دارنده آن به نوسان می‌پردازد (جرم ضربه‌ای) و قسمت دیگر که به صورت مستقل دچار تلاطم می‌شود (جرم تلاطمی). در سال ۱۹۸۵، Haroun et al. (1985) به بررسی و مقایسه رفتار استاتیکی و دینامیکی خطی و غیرخطی برای یک مخزن هوایی فولادی با پایه‌های قابی شکل و مهاربندهای ضربدری پرداختند و با در نظر گرفتن رفتار هیستریزس اعضای مهاربندی و فرض رفتار الاستیک تیرها و ستون‌ها نشان دادند که رفتار هیستریزس عضو مهاربندی موجب استهلاک انرژی زلزله و در نتیجه کاهش جابه‌جایی سازه نگه‌دارنده می‌شود. در سال ۲۰۰۰، دوتا و همکاران Dutta et al. (2000)، به بررسی آسیب‌پذیری پیچشی در مخازن هوایی بتنی با پایه‌های قابی شکل پرداختند و نشان دادند که این سازه‌ها ممکن است چرخش پیچشی را تقویت کنند. در سال ۲۰۰۵، Jain & Jaiswal (2005) مدل‌های مختلف



شکل (۱): موقعیت محل قرار گیری مخازن مورد مطالعه.

که تا صدها کیلومتر از کانون زلزله (حتی در تهران) لرزش‌های آن احساس شد. و طبق آمار ارائه شده توسط پزشک قانونی ۵۷۹ نفر در اثر زلزله کشته شدند، و هزاران نفر نیز مصدوم گردیدند. در اثر این زمین‌لرزه تعدادی از مخازن فولادی هوایی واقع در شهر نیز دچار آسیب‌هایی شدند. در شکل (۱) موقعیت قرارگیری این مخازن و در جدول (۱) مشخصات هندسی این مخازن آورده شده است. همچنین در شکل (۲)، نمایی از مخزن هلال احمر که مرتفع‌ترین مخزن هوایی شهر می‌باشد، نشان داده شده است. شکل‌های (۳) تا (۶) نیز، مدهای خرابی متفاوت ایجاد شده در مخازن شهر سرپل ذهاب در اثر زلزله مذکور نمایش داده شده است.



شکل (۲): نمایی از مخزن هوایی هلال احمر.

جرم و فنر برای مخازن بادبواره صلب و انعطاف‌پذیر را بررسی کرده و مدلی برای هر دو نوع ارائه دادند. ادیبی و عشقی در سال ۲۰۰۶ (Adibi & Eshghi, 2006) به بررسی ضریب رفتار مخازن هوایی فولادی بر اساس عملکرد آن‌ها پرداختند و نتیجه گرفتند که برای عملکرد خدمت‌رسانی بی‌وقفه می‌توان ضریب رفتار معادل ۲ را برای سازه نگهدارنده این نوع مخازن پیشنهاد کرد؛ این مقدار در آیین‌نامه ۲۸۰۰ ایران برابر با ۳ در نظر گرفته شده است.

در سال ۲۰۱۳، Chaduvulaa et al. (2013) یک آزمایش تجربی بر روی مدل مخزن هوایی فولادی با مقیاس ۱:۴ به منظور بررسی اثرات اندرکنش سازه و سیال با استفاده از میز لرزه‌ای انجام دادند. امین و سونی در سال ۲۰۱۷ (Amin & Soni, 2017) الگوهای مختلف پیکربندی سازه نگهدارنده مخازن هوایی را بررسی کرده و برای هر پیکربندی، ضرایب رفتار مناسب را با استفاده از تحلیل غیرخطی به دست آوردند.

۲- مخازن آسیب دیده شهر سرپل ذهاب در اثر زلزله

زمین‌لرزه شهر سرپل ذهاب با بزرگای ۷/۳ در مقیاس ریشتر، در ساعت ۲۱:۴۸ به وقت محلی در بیست و یکم آبان ماه ۱۳۹۶ در نزدیکی شهر سرپل ذهاب در استان کرمانشاه واقع در شمال غرب ایران به وقوع پیوست. این زلزله منجر به تخریب بخش‌های وسیعی از شهر سرپل ذهاب و بسیاری از شهرها و روستاهای استان کرمانشاه گردید. قدرت زلزله به قدری زیاد بود

جدول (۱): مشخصات هندسی و مقاطع مخازن مورد مطالعه.

مخزن مورد مطالعه	ارتفاع مخزن (متر)	حجم مخزن (مترمکعب)	مقطع ستون	مقطع تیر	مقطع مهاربند	مقطع پی
مخزن هلال احمر	۲۳/۵	۱۱۱	دوبل ناودانی ۲۴	نردبانی با دوبل ناودانی ۱۰	φ۳۶	منفرد ابعاد ۲/۵ × ۲/۵ متر و ارتفاع ۰/۷ متر
مخزن بیمارستان سرپل ذهاب	۱۴	۱۴/۵	Pipe 35 × 1.2 cm	Pipe 15 × 0.6 cm	φ۲۰	منفرد ابعاد ۱/۵ × ۱/۵ متر و ارتفاع ۰/۴ متر
مخزن ساختمان جهاد کشاورزی	۱۵	۲۵	Pipe 19 × 1 cm	Pipe 114 × 0.63 cm	نبشی ۳۰	منفرد ابعاد ۱/۵ × ۱/۵ متر و ارتفاع ۰/۴ متر
مخزن ساختمان هواشناسی	۱۱/۷	۱۴/۵	Pipe 19 × 1 cm	Pipe 114 × 0.63 cm	φ۲۰	منفرد ابعاد ۱/۵ × ۱/۵ متر و ارتفاع ۰/۴ متر



شکل (۵): کمانش بادبند.



شکل (۳): ایجاد مفصل پلاستیک در تیر.



شکل (۶): کمانش بادبند.



شکل (۴): گسیختگی بادبند.

آبرسانی می‌باشد، از این مدل برای محاسبه بارهای وارد بر مخازن استفاده نموده است. در این مدل، جرم آب درون مخزن به دو قسمت تقسیم می‌شود، یک قسمت همراه با خود مخزن و سازه نگهدارنده آن به نوسان می‌پردازد، (M_i جرم ضربه‌ای یا تکانشی^۱) و دیگری به تنهایی به تلاطم می‌پردازد (M_e جرم

۳- مدل سازی اندرکنش آب و سازه^۱

برای مدل‌سازی آب درون مخزن از مدل جرم و فنر ارائه شده در تحقیقات Housner (1963) استفاده شده است. این مدل در تحقیقات زیادی مورد استفاده قرار گرفته است و نشریه شماره ۶۰۴ ایران که مربوط به راهنمای طراحی لرزه‌ای سامانه

$$M_i = \frac{\tanh 1.7 \frac{R}{h}}{1.7 \frac{R}{h}} M \quad (1)$$

$$M_c = \frac{0.71 \tanh 1.8 \frac{h}{R}}{1.8 \frac{h}{R}} M \quad (2)$$

$$h_i = 0.38h \left[1 + 1.33 \left(\frac{M}{M_i} - 1 \right) \right] \quad (3)$$

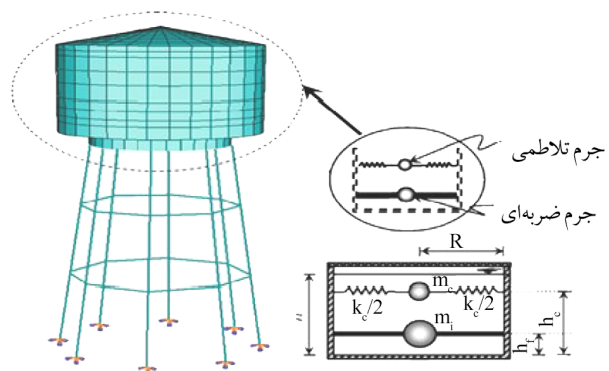
$$h_c = h \left[1 - 0.21 \left(\frac{M}{M_c} \right) \left(\frac{R}{h} \right)^2 + 1.1 \frac{R}{h} \sqrt{0.15 \left(\frac{RM}{hM_c} \right)^2 - 1} \right] \quad (4)$$

$$K_c = \frac{4.75gM_c^2h}{MR^2} \quad (5)$$

در روابط (۱) تا (۵)، R شعاع مخزن، h ارتفاع آب داخل مخزن، M جرم کل آب درون مخزن، M_i جرم ضربه‌ای، M_c جرم تلاطمی، h_i ارتفاع جرم ضربه‌ای تا کف مخزن، h_c ارتفاع جرم تلاطمی تا کف مخزن، g شتاب ثقل و k نیز سختی فنر معادل نوسان جرم تلاطمی آب می‌باشد.

تلاطمی^۳ (شکل ۷).

برای محاسبه اجرام لرزه‌ای و تلاطمی و همچنین سختی فنر تلاطمی متصل به جرم تلاطمی در حالات پرشدگی ۲۵ درصد، ۵۰ درصد، ۷۵ درصد و مخزن پر از روابط زیر استفاده شده است. در نهایت نتایج بدست آمده برای محاسبه اجرام لرزه‌ای، شامل جرم ضربه‌ای، جرم تلاطمی، سختی فنر تلاطمی و تراز ارتفاعی آن‌ها، برای مخازن مورد مطالعه و در حالات مختلف پرشدگی، در جدول (۲) آورده شده است.



شکل (۷): مدل جرم و فنر هاوژنر برای مدل سازی آب درون مخزن.

جدول (۲): مقادیر اجرام ضربه‌ای و تلاطمی و سختی فنر تلاطمی.

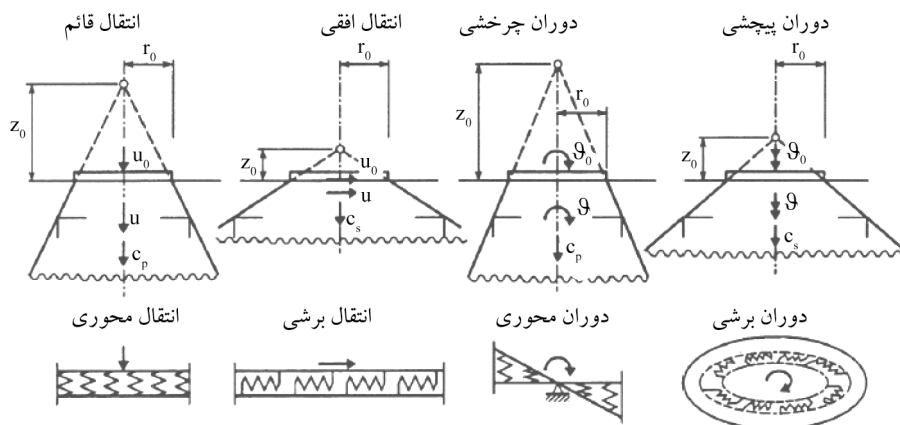
نام مخزن	حجم مخزن	جرم آب	شعاع مخزن	ارتفاع آب	M_0 (تن)	M_1 (تن)	h_0 (متر)	H_1 (متر)	K_1 (تن بر متر)
مخزن هلال احمر (۲۵ درصد پرشدگی)	۱۱۱/۲۶	۲۷/۸۲	۲/۵۰	۱/۷۰	۱۰/۹۸	۱۳/۵۷	۱/۹۶	۱/۷۸	۸۴/۳۰
مخزن هلال احمر (۵۰ درصد پرشدگی)	۱۱۱/۲۶	۵۵/۶۳	۲/۵۰	۳/۶۶	۳۹/۳۵	۱۴/۸۴	۲/۱۶	۲/۶۶	۱۰۸/۵۱
مخزن هلال احمر (۷۵ درصد پرشدگی)	۱۱۱/۲۶	۸۳/۴۵	۲/۵۰	۵/۰۸	۶۸/۲۳	۱۶/۱۸	۲/۵۰	۴/۲۵	۱۱۹/۳۸
مخزن هلال احمر (پر)	۱۱۱/۲۶	۱۱۱/۲۶	۲/۵۰	۶/۵۰	۹۷/۷۲	۱۶/۸۸	۲/۹۳	۵/۶۹	۱۲۴/۶۹
مخزن بیمارستان (۲۵ درصد پرشدگی)	۱۵/۴۶	۳/۸۷	۱/۳۵	۰/۶۷	۱/۱۳	۲/۱۹	۱/۰۸	۱/۰۷	۲۱/۳۷
مخزن بیمارستان (۵۰ درصد پرشدگی)	۱۵/۴۶	۷/۷۳	۱/۳۵	۱/۳۵	۴/۲۵	۲/۸۹	۱/۰۷	۱/۰۰	۳۷/۴۰
مخزن بیمارستان (۷۵ درصد پرشدگی)	۱۵/۴۶	۱۱/۶۰	۱/۳۵	۲/۰۳	۸/۳۱	۳/۰۲	۱/۱۷	۱/۵۰	۴۰/۹۸/۳۸
مخزن بیمارستان (پر)	۱۵/۴۶	۱۵/۴۶	۱/۳۵	۲/۷۰	۱۲/۵۷	۳/۰۴	۱/۳۴	۲/۲۵	۴۱/۶۰
مخزن جهاد کشاورزی (۲۵ درصد پرشدگی)	۲۴/۷۴	۶/۱۹	۱/۵۰	۰/۸۸	۲/۱۱	۳/۲۷	۱/۱۹	۱/۱۱	۳۱/۴۸
مخزن جهاد کشاورزی (۵۰ درصد پرشدگی)	۲۴/۷۴	۱۲/۳۷	۱/۵۰	۱/۷۵	۷/۶۲	۴/۰۶	۱/۲۲	۱/۱۸	۴۸/۵۱
مخزن جهاد کشاورزی (۷۵ درصد پرشدگی)	۲۴/۷۴	۱۸/۵۶	۱/۵۰	۲/۶۳	۱۴/۳۱	۴/۱۷	۱/۳۹	۲/۱۰	۵۱/۱۳
مخزن جهاد کشاورزی (پر)	۲۴/۷۴	۲۴/۷۴	۱/۵۰	۳/۵۰	۲۱/۱۳	۴/۱۸	۱/۶۳	۳/۰۱	۵۱/۴۶
مخزن هواشناسی (۲۵ درصد پرشدگی)	۱۵/۴۶	۳/۸۷	۱/۳۵	۰/۶۸	۱/۱۳	۲/۱۸	۱/۰۸	۱/۰۶	۲۱/۴۱
مخزن هواشناسی (۵۰ درصد پرشدگی)	۱۵/۴۶	۷/۷۳	۱/۳۵	۱/۳۵	۴/۲۵	۲/۸۹	۱/۰۷	۱/۰۰	۳۷/۴۰
مخزن هواشناسی (۷۵ درصد پرشدگی)	۱۵/۴۶	۱۱/۶۰	۱/۳۵	۲/۰۳	۸/۳۱	۳/۰۲	۱/۱۷	۱/۵۰	۴۰/۹۸
مخزن هواشناسی (پر)	۱۵/۴۶	۱۵/۴۶	۱/۳۵	۲/۷۰	۱۲/۵۷	۳/۰۴	۱/۳۴	۲/۲۵	۴۱/۶۰

۴- مدل‌سازی اندرکنش خاک و سازه^۴ به روش مخروطی

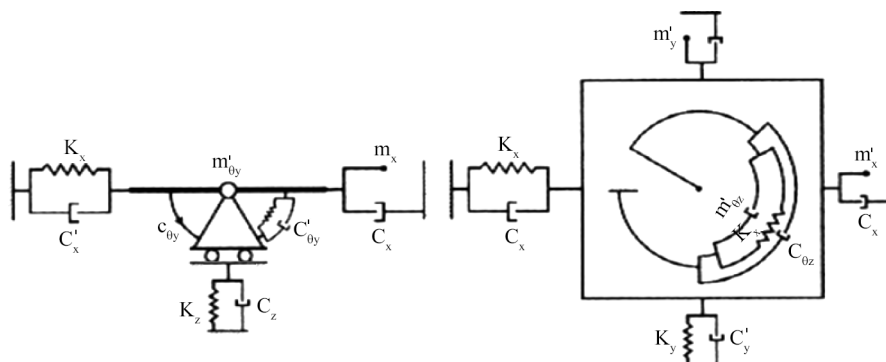
نظر گرفته می‌شود. همچنین رفتار پی به صورت صلب و رفتار خاک به صورت الاستیک خطی فرض می‌شود. فرض دیگر این است که صفحات پس از خمش به صورت صفحه باقی می‌مانند و انرژی سازه در خاک به شکل مخروط منتشر می‌شود. به طور کلی، درجات آزادی مدل پی شامل درجات آزادی انتقالی (دو درجه آزادی افقی و قائم) و درجات آزادی چرخشی (دو درجه آزادی چرخشی و گهواره‌ای) می‌باشد (شکل ۸). ضرایب سختی فنر و میراگر برای هر یک از این درجات آزادی، که نشان‌دهنده اثر خاک بر آن درجه آزادی است (شکل ۹)، توسط نرم‌افزار CONAN محاسبه شده است. برای مدل‌سازی فنر و میراگر در نرم‌افزار SAP2000 از المان Link در پای ستون‌ها استفاده شده است.

برای لحاظ اثر اندرکنش خاک بر سازه، از مشخصات لایه‌های خاک در ایستگاه‌های مختلف که توسط قلندرزاده و کاوند در سال ۲۰۰۹ (Ghalandarzadeh & Kavand, 2009) ارائه شده است، استفاده گردیده است.

به طور کلی، روش‌های تحلیل اندرکنش خاک-سازه شامل دو روش مستقیم و روش زیرسازه می‌شود. در این پژوهش، از روش مستقیم که نیازمند مدل‌سازی خاک و سازه به صورت المان محدود می‌باشد، به دلیل زمان‌بر بودن، پیچیدگی‌های ریاضی و نیاز به در نظر گرفتن رفتار غیرخطی خاک، استفاده نشده است. بنابراین از روش زیرسازه، یعنی مدل پی مخروطی (Meek & Wolf (1992) استفاده شده است که در آن خاک به وسیله تعدادی جرم، فنر سختی و میراگر در درجات آزادی مختلف مدل می‌شود (شکل ۸). این روش دارای مزایایی همچون قابلیت در نظر گرفتن فونداسیون با اشکال مختلف، امکان لحاظ انواع لایه‌بندی خاک، زمان تحلیل بسیار سریع و دقت مهندسی مناسب برای سازه‌های معمولی می‌باشد. در مدل مخروطی^۵، خاک زیر پی به صورت یک مخروط و اگر مدل می‌گردد و پی سازه با یک دیسک دایره‌ای با شعاع مشخص در



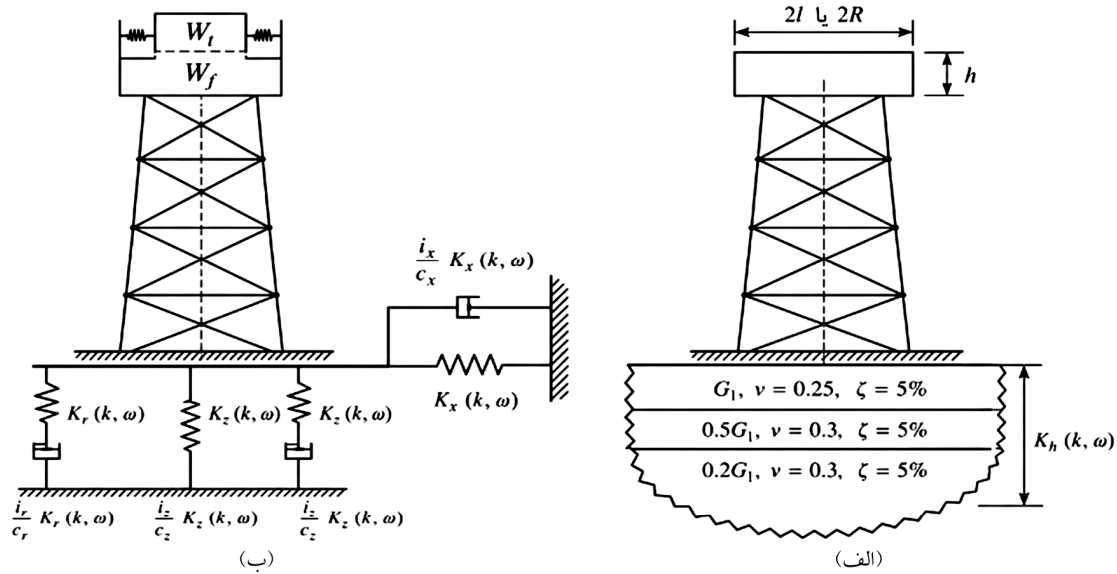
شکل (۸): درجات آزادی در مدل پی مخروطی.



شکل (۹): آرایش فنرها و میراگرها برای مدل جایگزین خاک

شمای کلی مخزن واقع بر لایه‌های خاک، به همراه مدل‌سازی سازه نگه‌دارنده مخزن همراه با اندرکنش آب و خاک سازه، به وسیله جرم و فنرهای تلاطمی و ضربه‌ای بالای سازه، و فنر و میراگرهای خاک زیر سازه نگه‌دارنده مخزن، آورده شده است. لازم به ذکر است ۵ ایستگاه انتخاب شده در تحقیق در سال ۲۰۰۹

مشخصات لایه‌های خاک مدل‌سازی شده و ایستگاه‌های خاک مورد مطالعه در جدول (۳) آورده شده است. همچنین در جدول (۴) مطابق روش ارائه شده در استاندارد ۲۸۰۰، ایستگاه‌های خاک مورد مطالعه بر مبنای میانگین سرعت برشی در طبقه‌بندی زمین نوع ۳ قرار گرفته‌اند. همچنین در شکل (۱۰)،



$2l$ یا $2R$: عرض یا قطر پی است	K_x, K_z, K_r	: سختی‌های دینامیکی در جهات افقی، قائم و گهواره‌ای (Rocking)
h	: ضخامت پی است	C_x, C_z, C_r	: ضرایب میرایی تشعشعی در جهات افقی، قائم و گهواره‌ای هستند
G_j	: مدول برشی لایه‌ام خاک است	k	: عدد موج در خاک است ($k = \omega/V_s$)
ν_j	: ضریب پواسون لایه‌ام خاک است	ω	: فرکانس زاویه‌ای است
ζ_j	: نسبت میرایی لایه ام خاک است		

شکل (۱۰): (الف) شمای کلی مخزن واقع بر لایه‌های خاک و (ب) مدل‌سازی سازه نگه‌دارنده مخزن همراه با اندرکنش آب و خاک و سازه.

جدول (۳): مشخصات لایه‌های خاک مدل‌سازی شده.

نام ایستگاه	تعداد لایه‌های خاک	ضخامت لایه‌ها (متر)	وزن مخصوص (تن بر مترمربع) t/m^2	سرعت موج برشی (متر بر ثانیه)
ایستگاه ۱	۱	۴	۱/۹	۸۰
	۲	۶	۱/۹	۳۱۵
	۳	۱۵	۱/۹	۷۳۰
	۴	نیم فضای همگن-	۱/۹	۸۷۰
ایستگاه ۲	۱	۴	۱/۹	۱۰۰
	۲	۵	۱/۹	۲۶۰
	۳	۱۵	۱/۹	۶۸۵
	۴	نیم فضای همگن	۱/۹	۸۲۵
ایستگاه ۳	۱	۵	۱/۹	۹۵
	۲	۶	۱/۹	۲۲۰
	۳	۱۷	۱/۹	۶۰۰
	۴	نیم فضای همگن	۱/۹	۸۰۰

ادامه جدول (۳).

نام ایستگاه	تعداد لایه‌های خاک	ضخامت لایه‌ها (متر)	وزن مخصوص (تن بر مترمربع)	سرعت موج برشی (متر بر ثانیه)
ایستگاه ۴	۱	۴	۱/۹	۸۵
	۲	۵	۱/۹	۲۸۰
	۳	۱۵	۱/۹	۷۲۵
	۴	نیم فضای همگن	۱/۹	۹۰۰
	۱	۲	۱/۹	۹۰
ایستگاه ۵	۲	۲	۱/۹	۸۰
	۳	۷	۱/۹	۳۲۰
	۴	۲۰	۱/۹	۶۴۰
	۵	نیم فضای همگن	۱/۹	۷۸۰

جدول (۴): طبقه‌بندی خاک مورد مطالعه بر مبنای استاندارد ۲۸۰۰.

نوع خاک موردنظر	متوسط سرعت موج برشی تا عمق ۳۰ متر (متر بر ثانیه)	خاک ایستگاه مورد مطالعه
خاک نوع III	۳۱۴	ایستگاه ۱
خاک نوع III	۳۳۹	ایستگاه ۲
خاک نوع III	۲۷۱	ایستگاه ۳
خاک نوع III	۳۲۵	ایستگاه ۴
خاک نوع III	۳۰۹	ایستگاه ۵

قلندرزاده و کاوند (Ghalandarzadeh & Kavand, 2009) از شهر بم انتخاب شده است، اما تنوع لایه‌های خاک در نظر گرفته شده در این تحقیق به شکلی است که گستره‌ای از تغییرات احتمالی ایجاد شده در تحلیل سازه‌های نگهدارنده مخازن ناشی از تغییرات لایه‌های خاک را به ما نشان می‌دهد. لذا شایسته است در گام آتی، مطالعات لایه‌بندی خاک در محل مخازن هوایی مورد بررسی در شهر سرپل ذهاب انجام شود تا بتوان نتایج محاسبات را با واقعیت رخ داده در سازه‌ها نیز مقایسه نمود.

برای تعیین متوسط سرعت موج برشی، \bar{V}_s از رابطه (۶) استفاده می‌شود:

استاندارد ۲۸۰۰، برای محاسبه اندرکنش خاک و سازه، روش استاتیکی معادل به شرح ذیل ارائه شده است. اندرکنش لرزه‌ای خاک و سازه می‌تواند بر نیروهای وارد بر سازه و عملکرد سازه‌ای آن مؤثر باشد. در صورتی که سازه دارای پی گسترده یا عمیق بوده و در عمقی از سطح زمین قرار گیرد و ابعاد ساختمان و پی آن به حدی باشد که انتشار و بازگشت موج زلزله از بدنه سازه به داخل خاک، با توجه به سختی نسبی سازه و خاک پی امکان‌پذیر باشد، می‌توان با استفاده از روش‌های مناسب، اندرکنش لرزه‌ای خاک و سازه را در نظر گرفت. در غیر این صورت و در ساختمان‌های معمولی و با ابعاد متداول که عمق زیرزمین آن‌ها نیز از دو طبقه تجاوز نمی‌نماید، لزومی به در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه نیست. یادآوری می‌شود که در تحلیل‌های معمول سازه‌ای به هنگام اعمال زلزله به دلیل تناوبی بودن نیروی زلزله ممکن است در لحظات کوتاهی بخش سازه‌ای پی از خاک زیر آن جدا شود و مجدداً به خاک متکی گردد. چنین جدایی، مادامی که مقدار آن کم بوده و موجب ناپایداری کل سازه بر اثر واژگونی و یا

برای تعیین متوسط سرعت موج برشی، \bar{V}_s از رابطه (۶)

استفاده می‌شود:

$$\bar{V}_s = \frac{\sum d_i}{\sum (d_i / v_{si})} \quad (6)$$

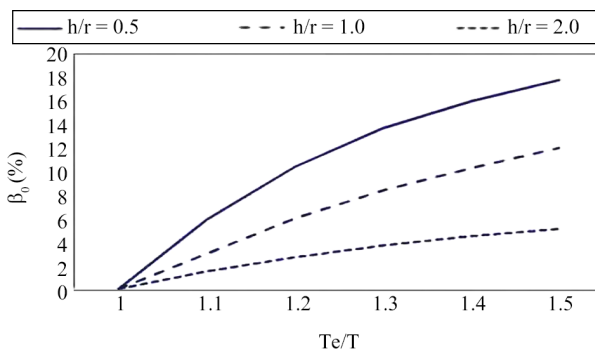
در این رابطه، d_i و v_{si} به ترتیب ضخامت لایه و سرعت موج برشی تا عمق ۳۰ متری از تراز پایه است.

۵- اندرکنش خاک و سازه به روش آیین‌نامه ۲۸۰۰

مطابق پیوست ۵ آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله،

نظر گرفته می‌شود. در خصوص سازه‌هایی که فقط دارای یک جرم متمرکز در یک تراز هستند، مانند سازه نگه‌دارنده مخازن هوایی، ارتفاع مؤثر برابر ارتفاع سازه در آن تراز می‌باشد. k_0 سختی حرکت گهواره‌ای پی، k_y سختی حرکت جانبی پی، g شتاب ثقل، β_0 نسبت میرایی پی است که از شکل (۱۱) به دست می‌آید.

M_{ou} لنگر واژگونی در پایه ساختمان در حالت تکیه‌گاه گیردار، h_x ارتفاع تراز مورد نظر از تراز پایه، S_x تغییر مکان جانبی ساختمان که با اعمال نیروی برشی کاهش نیافته در حالت تکیه‌گاه گیردار به دست آمده است.



شکل (۱۱): نسبت میرایی پی.

۶- کنترل گسیختگی خاک زیر سازه

محاسبه اندرکنش خاک و سازه به روش مخروطی، روشی ساده برای در نظر گرفتن مدل خاک زیر سازه است. این روش در مورد تأثیر خاک زیر سازه بر پاسخ و مشخصات دینامیکی سازه قرار گرفته روی آن، دارای دقت قابل قبولی می‌باشد، لیکن این روش برای در نظر گرفتن گسیختگی خاک، مناسب نمی‌باشد. و برای بررسی رفتار خاک زیر سازه باید از مدل‌های مبتنی بر اجزا محدود استفاده گردد. به همین دلیل در این مطالعه، برای بررسی گسیختگی خاک از روش کنترل دستی رفتار خاک بر مبنای مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان، که مربوط به ژئوتکنیک و مهندسی پی می‌باشد، استفاده شده است.

۶-۱- کنترل گسیختگی خاک ناشی از کمبود ظرفیت باربری

مطابق مبحث هفت مقررات ملی ساختمان، بند ۲-۴-۷، برای کنترل گسیختگی خاک ناشی از کمبود ظرفیت باربری، باید

ناپایداری ژئوتکنیکی لرزه‌ای پی (نظیر روانگرایی و یا نشست غیرمجاز) نگردد، بلامانع است و نیازی به استفاده از تمهیداتی نظیر پی عمیق برای اتصال دائم خاک و بخش سازه‌ای پی در حین بارگذاری زلزله نمی‌باشد.

برای اثر اندرکنش خاک و سازه به روش آیین نامه ۲۸۰۰

ابتدا S_x که تغییر مکان جانبی ساختمان، با اعمال نیروی برشی کاهش نیافته در حالت تکیه‌گاه گیردار می‌باشد، به دست آمده است. سپس با استفاده از روابط زیر اثر اندرکنش خاک و سازه اعمال خواهد شد.

$$V_{eu} = V_u - \Delta V_u \quad (7)$$

$$\Delta V_u = [C - \bar{C} \left(\frac{0.05}{\beta_e} \right)^{0.4}] \bar{W} \leq 0.15 V_u \quad (8)$$

$$T_e = T \sqrt{1 + \frac{\bar{K}}{K_y} \left(1 + \frac{K_y h^2}{K_0} \right)} \quad (9)$$

$$\bar{K} = 4 \Pi^2 \left(\frac{\bar{W}}{g T^2} \right) \quad (10)$$

$$\beta_e = \beta_0 + \frac{0.05}{\left(\frac{T_e}{T} \right)^3} \quad (11)$$

$$\bar{S}_x = \frac{V_{eu}}{V_u} \left[\frac{M_{eu} h_x}{K_0} + S_x \right] \quad (12)$$

V_{eu} نیروی برشی با در نظر گرفتن اندرکنش خاک می‌باشد. C ضریب زلزله است که با فرض زمان تناوب T سازه دارای تکیه‌گاه گیردار محاسبه می‌شود. \bar{C} ضریب زلزله که با فرض زمان تناوب مؤثر T_e محاسبه می‌شود. T_e زمان تناوب اصلی مؤثر سازه با در نظر گرفتن اثر اندرکنش خاک و سازه، β_e درصد میرایی بحرانی مؤثر برای سیستم سازه و پی. \bar{W} وزن مؤثر لرزه‌ای در محاسبات اندرکنش که برابر $0.7W$ در نظر گرفته می‌شود. در مورد سازه‌هایی که فقط دارای یک جرم متمرکز در یک تراز هستند، مانند سازه‌های مخازن هوایی، برابر w (جرم کل لرزه‌ای) می‌باشد. T زمان تناوب اصلی سازه در حالت تکیه‌گاه گیردار است. \bar{K} سختی سازه در حالت تکیه‌گاه گیردار. \bar{h} ارتفاع مؤثر سازه که برابر 0.7 ارتفاع کل سازه در

S: نیروی برشی مقاوم موجود بین سطح زیرین سازه و خاک زیر پی است. با توجه به اینکه در شرایط لرزه‌ای، رفتار خاک در شرایط زهکشی نشده (کوتاه مدت)، قرار دارد، برای محاسبه S از رابطه $S = AC_u S = AC_u$ استفاده می‌شود؛ که در آن A مساحت زیر پی و C_u چسبندگی زهکشی نشده خاک، مطابق جدول (۵) می‌باشد. p_p نیروی رانش مقاوم خاک که با استفاده از ضریب مقاوم خاک k_p محاسبه می‌شود.

$$P_p = 0.5 \times 0.5 K_p YH^2 L \quad (15)$$

γ وزن مخصوص خاک؛: ارتفاع پی و L طول پی می‌باشد. همچنین با توجه به طراحی به روش تنش مجاز بند ۱-۴-۷ مبحث هفت، باید ضریب اطمینان FS نیز لحاظ گردد. لذا باید رابطه (۱۶) برقرار باشد:

$$FS_{\text{آیین‌نامه}} = \frac{S + P_p}{H} \geq FS \quad (16)$$

۲- رفتار لرزه‌ای^۶ مخازن هوایی مورد بررسی

در ابتدا مخازن مورد مطالعه در حالات مختلف پرشدگی مخزن شامل ۲۵ درصد پرشدگی آب، ۵۰ درصد پرشدگی آب، ۷۵ درصد پرشدگی آب و ۱۰۰ درصد پرشدگی، و همچنین حالات مختلف گیرداری پای سازه شامل شرایط تکیه گاه گیردار و تکیه گاه خاک ایستگاه‌های ۱ تا ۵ در جدول (۳)، به روش مدل‌سازی خاک با روش مخروطی (Meek and Wolf (1992)، مدل‌سازی و تحلیل شده‌اند. در شکل (۱۲) مدل سازه‌ای مخزن هلال احمر، به همراه فنرهای مدل‌سازی آب مخزن، پی و خاک زیر سازه در روش مخروطی آورده شده است.

تنش حداکثر ایجاد شده در زیر پی کمتر از ظرفیت باربری مجاز خاک باشد. به این نکته توجه شود برای محاسبه تنش زیر پی، علاوه بر نیروی جانبی زلزله، شیب ستون‌ها نیز باعث خروج از مرکزیت می‌گردد، و باید در محاسبات منظور گردد. در نتایج محاسبه شده که در ادامه آورده شده است، q_{max} (تن بر مترمربع) تنش حداکثر زیر پی، q_{min} (تن بر مترمربع) تنش حداقل زیر پی و q_{all} (تن بر مترمربع) تنش مجاز خاک می‌باشد. توجه شود، اگر تنش حداقل زیر پی کوچکتر از صفر (منفی) شود، یعنی پی تحت کشش قرار گرفته است. و مطابق مبحث هفت، بند ۱-۴-۷ پی‌های منفرد می‌توانند تا یک چهارم عرض خود در کشش کار کنند. مشخصات دینامیکی خاک مورد مطالعه در جدول (۵) آورده شده است.

۲-۶ کنترل گسیختگی خاک ناشی از لغزش افقی پی

مطابق مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان، بند ۲-۴-۷، در پی‌هایی که بارهای مورب یا افقی بر آن‌ها وارد می‌شود، باید لغزش پی بررسی شود. در این پی‌ها، برای تامین ایمنی کافی، باید نامساوی زیر برقرار باشد:

$$H \leq S + P_p \quad (13)$$

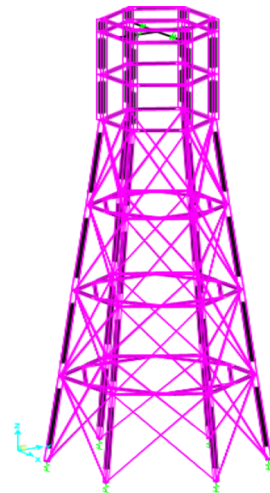
در این رابطه H مولفه افقی بارهای وارد بر پی است که شامل نیروی افقی V (برش پایه ناشی از بار جانبی زلزله)، و نیروی رانش محرک خاک F_a می‌باشد. همچنین در سازه این مخازن شیب ستون‌ها نیز باعث ایجاد نیروی افقی می‌گردد، که باید لحاظ شود.

$$F_a = 0.5 K_a YH^2 L \quad (14)$$

جدول (۵): مشخصات دینامیکی خاک مورد مطالعه.

خاک مورد مطالعه	وزن مخصوص (تن بر متر مکعب)	مقاومت برشی زهکشی نشده C_u (تن بر متر مکعب)	زاویه اصطکاک داخلی خاک ϕ	ظرفیت باربری مجاز خاک q_{all} (تن بر متر مکعب)
خاک ایستگاه ۱	۱/۹	۱۹/۵	.	۱۵
خاک ایستگاه ۲	۱/۹	۲۱/۷	.	۱۵
خاک ایستگاه ۳	۱/۹	۱۵/۵	.	۱۵
خاک ایستگاه ۴	۱/۹	۲۰/۵	.	۱۵
خاک ایستگاه ۵	۱/۹	۱۹/۵	.	۱۵

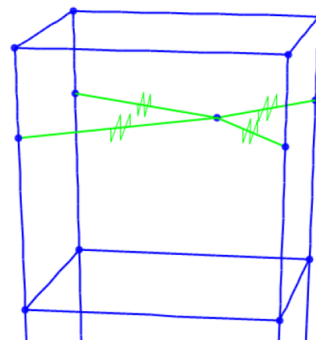
همچنین از آنجا که طبق تجارب زلزله‌های گذشته، مخازن از ناحیه پوسته کف مخزن کمتر دچار مشکل شده‌اند، رفتار کف این مخازن به صورت صلب در نظر گرفته شده است. همچنین وزن مخزن به صورت بار مرده به انتهای ستون‌ها اعمال شده است. و اجرام ضربه‌ای و تلاطمی به همراه فنر مربوط به رفتار تلاطمی آب درون مخزن مطابق شکل (۱۳) و جدول (۲) در تراز مربوطه مدل شده است. زمان تناوب مود اول مخازن در حالت تکیه گاه گیردار و در تحلیل دینامیکی خطی در جدول (۶) آورده شده است.



شکل (۱۲): مخزن هلال احمر مدل شده در نرم افزار به همراه فنرهای مدل سازی آب مخزن و پی و خاک زیر سازه.

۲- رفتار لرزه ای مخازن هوایی مورد بررسی

در ابتدا مخازن مورد مطالعه در حالات مختلف پرشدگی مخزن شامل ۲۵ درصد پرشدگی آب، ۵۰ درصد پرشدگی آب، ۷۵ درصد پرشدگی آب و ۱۰۰ درصد پرشدگی، و همچنین حالات مختلف گیرداری پای سازه شامل شرایط تکیه گاه گیردار و تکیه گاه خاک ایستگاه‌های ۱ تا ۵ در جدول (۳)، به روش مدل سازی خاک با روش مخروطی Meek and Wolf (1992)، مدل سازی و تحلیل شده اند. در شکل (۱۲) مدل سازه ای مخزن هلال احمر، به همراه فنرهای مدل سازی آب مخزن، پی و خاک زیر سازه در روش مخروطی آورده شده است.



شکل (۱۳): عملکرد فنرهای تلاطمی متصل به جرم تلاطمی مدل شده که منجر به ایجاد نیرو می‌شود.

از آنجایی که در مخازن هوایی حجم زیادی آب در ارتفاع نسبتاً زیادی قرار می‌گیرد، بنابراین، رفتار طریه‌ای در رفتار این سازه‌ها مشهود می‌باشد. همچنین در نظر گرفتن اثرات $P-\Delta$ به دلیل قرار گرفتن بیشتر جرم سازه در بالای سازه و رفتار طریه‌ای آن، ضروری می‌باشد. در نهایت نتایج مدل سازی خاک به روش مخروطی، و با حالات مختلف پرشدگی و در تکیه گاه‌های متفاوت، با نتایج مدل سازی خاک به روش آیین‌نامه ۲۸۰۰، مقایسه شده است.

از آنجایی که در مخازن هوایی حجم زیادی آب در ارتفاع نسبتاً زیادی قرار می‌گیرد، بنابراین، رفتار طریه‌ای در رفتار این سازه‌ها مشهود می‌باشد. همچنین در نظر گرفتن اثرات $P-\Delta$ به دلیل قرار گرفتن بیشتر جرم سازه در بالای سازه و رفتار طریه‌ای آن، ضروری می‌باشد. در نهایت نتایج مدل سازی خاک به روش مخروطی، و با حالات مختلف پرشدگی و در تکیه گاه‌های متفاوت، با نتایج مدل سازی خاک به روش آیین‌نامه ۲۸۰۰، مقایسه شده است.

جدول (۶): زمان تناوب مود اول مخازن در حالت تکیه گاه گیردار در تحلیل استاتیکی خطی.

نام مخزن	پر بود مخزن خالی	پر بود در ۲۵ درصد	پر بود در ۵۰ درصد	پر بود در ۷۵ درصد	پر بود در
مخزن بیمارستان	۰/۱۱۲	۰/۴	۰/۴۱	۰/۴۲۲۴	۰/۴۲۳۲
جهاد کشاورزی	۰/۱۸۶	۰/۴۹۹	۰/۵۱۸	۰/۵۵۶	۰/۶۳۶
مخزن هلال احمر	۰/۳۱	۰/۵۱	۰/۶۲	۰/۷۹	۱/۰۶
مخزن هواشناسی	۰/۰۸۱	۰/۴۰۱۵	۰/۴۱۱۵	۰/۴۱۳۰	۰/۴۲۵۴



شکل (۱۴): رفتار لرزه ای مخزن آب هلال احمر در حالات مختلف پرشدگی و با در نظر گرفتن تکیه گاه گیردار.

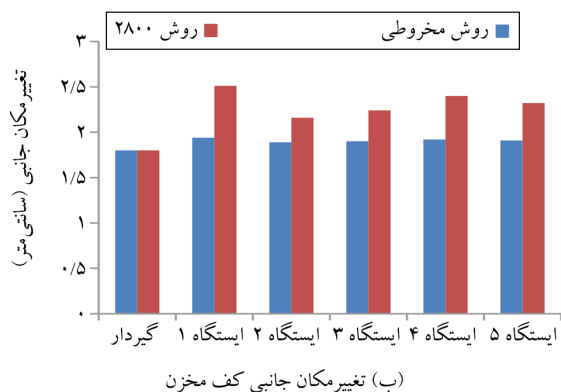
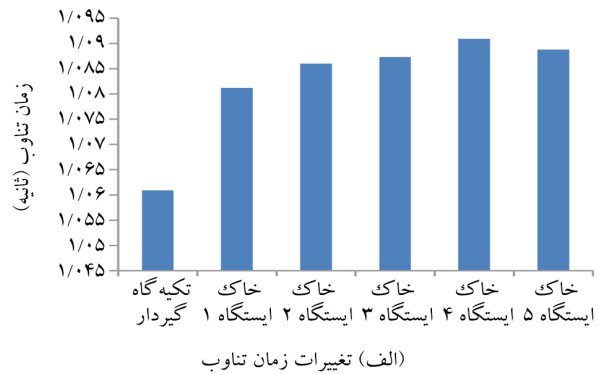
با توجه به رابطه تحلیلی برای محاسبه زمان تناوب $T = \sqrt{M/K}$ ، زمان تناوب سازه وابسته به جرم سازه و سختی آن می‌باشد. در این نوع از سازه‌ها با افزایش میزان پرشدگی مخازن، جرم موثر لرزه‌ای افزایش قابل توجهی می‌یابد و در مقابل سختی سازه تقریباً تغییر زیادی ندارد. به بیان دیگر سازه نگه دارنده مخازن در تمام حالات پرشدگی ثابت است و تغییرات سختی فنر تلاطمی هم اندک می‌باشد، بنابراین در حالت کلی با افزایش پرشدگی مخازن، و افزایش جرم موثر لرزه ای به دنبال آن، زمان تناوب کل سازه نیز افزایش خواهد یافت.

همچنین از آنجا که طبق تجارب زلزله‌های گذشته، مخازن از ناحیه پوسته کف مخزن کمتر دچار مشکل شده‌اند، رفتار کف این مخازن به صورت صلب در نظر گرفته شده است. همچنین وزن مخزن به صورت بار مرده به انتهای ستون‌ها اعمال شده است. و اجرام ضربه‌ای و تلاطمی به همراه فنر مربوط به رفتار تلاطمی آب درون مخزن مطابق شکل (۱۳) و جدول (۲) در تراز مربوطه مدل شده است. زمان تناوب مود اول مخازن در حالت تکیه گاه گیردار و در تحلیل دینامیکی خطی در جدول (۶) آورده شده است.

در شکل (۱۴)، برخی پارامترهای لرزه‌ای همچون تغییرات زمان تناوب، تغییر مکان جانبی کف مخزن، برش پایه و نیروی تلاطمی وارد برسازه مخزن هلال احمر، در حالات مختلف پرشدگی و با در نظر گرفتن تکیه گاه محاسبه شده است. در گام بعد تغییرات زمان تناوب و تغییر مکان جانبی سازه نگه‌دارنده مخزن در تراز کف مخزن هلال احمر و در حالات مختلف پرشدگی محاسبه شده است و در شکل‌های (۱۵) تا (۱۸) نمایش داده شده است. در این قسمت سعی شده است اثرات اندرکنش رفتار خاک و سازه به دو روش مدل‌سازی خاک به روش مخروطی (Meek and Wolf (1992) و به روش مدل‌سازی خاک به روش آیین‌نامه ۲۸۰۰، در محاسبات در نظر گرفته شود.

در ادامه برای سایر مخازن مورد مطالعه، یعنی مخازن جهاد کشاورزی، مرکز بهداشت و هواشناسی نیز تغییرات زمان تناوب و تغییر مکان جانبی سازه نگه‌دارنده مخزن در تراز کف مخزن، در حالات مختلف پرشدگی و با استفاده از تحلیل استاتیکی خطی بار زلزله محاسبه شده است. در این قسمت نیز اثرات اندرکنش رفتار خاک و سازه به دو روش مدل‌سازی خاک به روش مخروطی (Meek & Wolf (1992) و به روش مدل‌سازی خاک به روش آیین‌نامه ۲۸۰۰، در محاسبات در نظر گرفته شده است.

در نهایت برخی از نکات مهمی که در رفتار لرزه‌ای مخازن مورد توجه قرار گرفت، در ادامه آورده شده است.



شکل (۱۷): رفتار لرزه ای مخزن آب هلال احمر در حالت مخزن نیمه پر و با در نظر گرفتن اندرکنش رفتار خاک و سازه به دو روش مخروطی و روش ۲۸۰۰ برای شرایط خاک متفاوت.

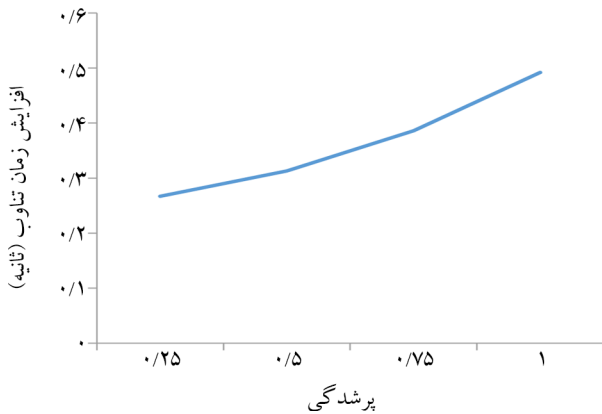
شکل (۱۵): رفتار لرزه ای مخزن آب هلال احمر در حالت مخزن پر و با در نظر گرفتن اندرکنش رفتار خاک و سازه به دو روش مخروطی و روش ۲۸۰۰ برای شرایط خاک متفاوت.



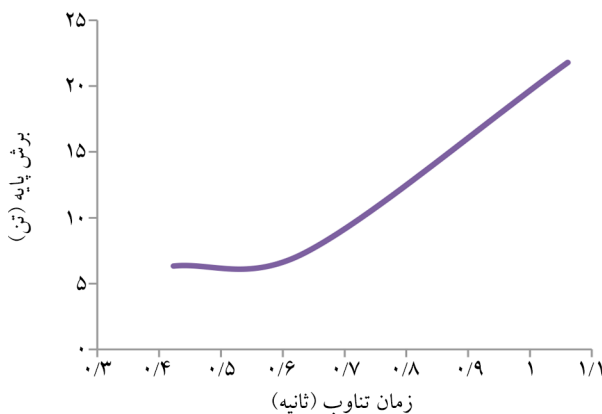
شکل (۱۸): رفتار لرزه ای مخزن آب هلال احمر در حالت مخزن ۰.۲۵ پر و با در نظر گرفتن اندرکنش رفتار خاک و سازه به دو روش مخروطی و روش ۲۸۰۰ برای شرایط خاک متفاوت.

شکل (۱۶): رفتار لرزه ای مخزن آب هلال احمر در حالت مخزن ۰.۷۵ پر و با در نظر گرفتن اندرکنش رفتار خاک و سازه به دو روش مخروطی و روش ۲۸۰۰ برای شرایط خاک متفاوت.

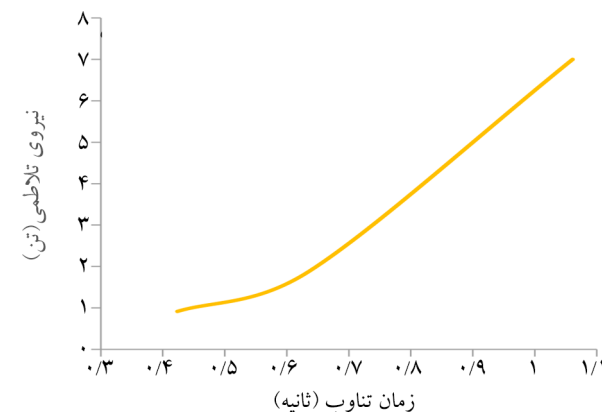
علاوه بر این بررسی رفتار تلاطمی مخازن مورد بررسی نشان داد در سازه مخازن هوایی با افزایش زمان تناوب مخزن، برش پایه استاتیکی مخازن و نیروی تلاطمی مخازن نیز افزایش می‌یابد (شکل‌های ۲۱ و ۲۲).



شکل (۲۰): تغییرات زمان تناوب سازه مخازن مورد مطالعه با افزایش پرشده‌گی آب درون مخزن.



شکل (۲۱): تغییرات برش پایه استاتیکی سازه مخازن با زمان تناوب سازه مخزن در تحلیل استاتیکی خطی.

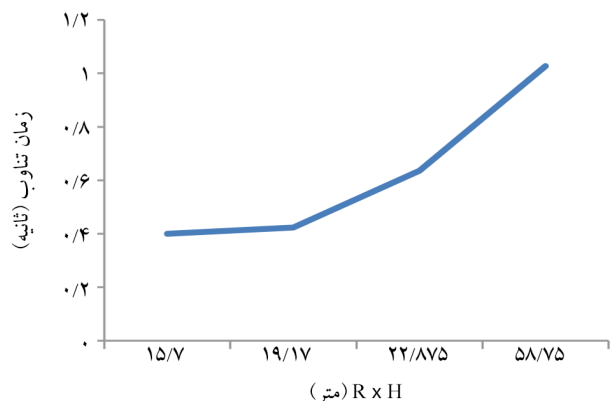


شکل (۲۲): تغییرات نیروی تلاطمی مخازن با زمان تناوب سازه مخزن در تحلیل استاتیکی خطی.

بررسی رفتار تلاطمی مخازن نشان داد جرم تلاطمی مایع درون مخزن، تغییر مکانی بیشتر از سازه و جرم ضربه‌ای خواهد داشت، که این تغییر مکان اضافی به صورت نیروی تلاطمی به سازه وارد خواهد شد. از عوامل موثر بر میزان زمان تناوب در این نوع از سازه‌ها، علاوه بر سختی سازه نگاه‌دارنده و جرم آن، سختی فنر تلاطمی مدل شده می‌باشد. سختی فنر تلاطمی نیز تابع آب درون مخزن و میزان پرشده‌گی آن می‌باشد. به طور مثال سختی فنر تلاطمی در حالت پرشده‌گی ۷۵ درصد نسبت به حالت کاملاً پر بیشتر است. زیرا در هنگام زمین لرزه، آب درون مخزن ۰/۷۵ پر فضای بیشتری برای تلاطم نسبت به مخزن پر دارد، که در نتیجه سختی تلاطمی و نیروی تلاطمی بیشتری نیز به سازه وارد می‌کند.

به طور کلی رفتار مخازن هوایی آب، تابع حجم آب مخزن و سازه نگاه‌دارنده آن می‌باشد. بر همین اساس پارامتر $R \times H$ که حاصل ضرب شعاع مخزن (متر) در ارتفاع (متر) می‌باشد، به عنوان یک پارامتر موثر در نظر گرفته شده است. به طور کلی در مخازن هوایی فولادی با افزایش مقدار $R \times H$ مخزن، زمان تناوب مخازن نیز افزایش می‌یابد. این موضوع در نمودار شکل (۱۹) نشان داده شده است.

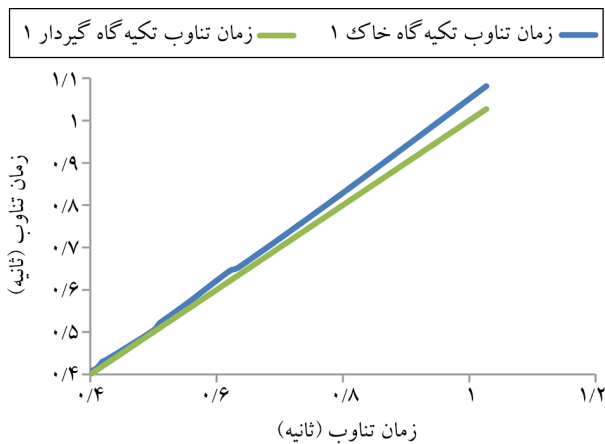
با بررسی نتایج رفتار لرزه‌ای مخازن مشاهده شده است که با افزایش مایع درون مخزن در سازه مخازن هوایی فولادی، زمان تناوب مخازن افزایش می‌یابد (شکل ۲۰).



شکل (۱۹): تغییرات زمان تناوب مخازن مورد مطالعه با حاصل ضرب ارتفاع سازه در شعاع مخزن (متر).

پیشنهادی آیین نامه ۲۸۰۰ در شکل های (۲۴) تا (۲۸) آورده شده است. در جدول (۸) نیز میزان این تغییرات به صورت خلاصه آورده شده است.

روش مخروطی روش ساده برای در نظر گرفتن تأثیرات اندرکنش خاک و سازه بر روی رفتار سازه بوسیله مدل سازی خاک زیر آن می باشد. این روش در مورد تأثیر خاک زیر سازه بر پاسخ و مشخصات دینامیکی سازه قرار گرفته روی آن، دارای دقت قابل قبولی می باشد، لیکن این روش برای در نظر گرفتن گسیختگی خاک، مناسب نمی باشد.



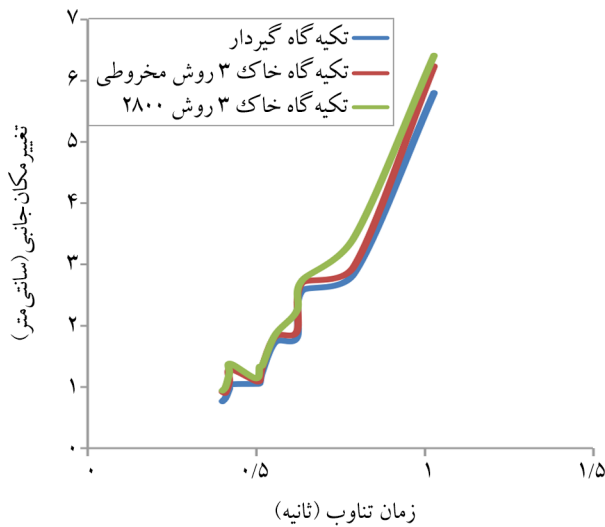
شکل (۲۳): تغییرات زمان تناوب برای تکیه گاه گیردار و تکیه گاه خاک ایستگاه ۱.

به طور کلی بررسی تأثیر اندرکنش خاک و سازه در بررسی رفتار لرزه ای مخازن هوایی نشان از تأثیر زیاد نقش اندرکنش خاک و سازه در میزان زمان تناوب این سازه ها دارد. مقادیر زمان تناوب سازه مخازن در حالات مختلف شرایط فونداسیون شامل تکیه گاه گیردار و در حالات تکیه گاه خاک ایستگاه ۱ تا ۵ در جدول (۷) آورده شده است. مطابق جدول (۷) میانگین درصد افزایش زمان تناوب برای خاک ایستگاه ۱ تا ۵ به ترتیب ۲/۵۹، ۱/۵۵، ۱/۷۶، ۲/۰۴ و ۱/۸۳ درصد است. همچنین بیش ترین درصد افزایش زمان تناوب برای خاک ایستگاه ۱ تا ۵ به ترتیب ۵/۲، ۲/۸۹، ۳/۰۶، ۳/۵۴ و ۳/۲۲ درصد است. مطابق شکل (۲۳) که مقادیر زمان تناوب سازه در حالت تکیه گاه گیردار و زمان تناوب بحرانی ترین حالت خاک یعنی خاک ایستگاه ۱ را نشان می دهد، با افزایش زمان تناوب سازه، میزان تأثیر اندرکنش خاک و سازه نیز در میزان افزایش زمان تناوب آن افزایش می یابد.

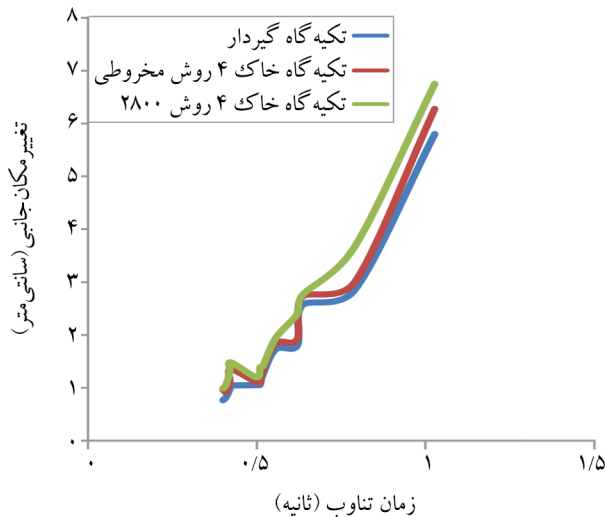
مقادیر تغییر مکان جانبی کف مخازن با در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه و در حالات تکیه گاه خاک ایستگاه های ۱ تا ۵ و با استفاده از دو روش مخروطی و روش

جدول (۷): مقادیر زمان تناوب در حال تکیه گاه گیردار و در حالت تکیه گاه خاک ایستگاه ۱ تا ۵.

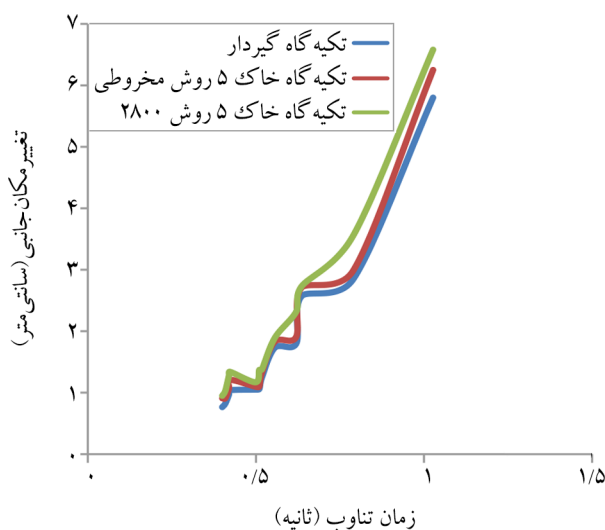
زمان تناوب گیردار S	زمان تناوب ایستگاه ۱	زمان تناوب ایستگاه ۲	زمان تناوب ایستگاه ۳	زمان تناوب ایستگاه ۴	زمان تناوب ایستگاه ۵
۰/۴	۰/۴۰۷	۰/۴۰۳۵	۰/۴۰۴۱	۰/۴۰۴	۰/۴۰۳
۰/۴۱	۰/۴۱۴۷	۰/۴۱۲۵	۰/۴۱۳۳	۰/۴۱۴۳	۰/۴۱۴۲
۰/۴۲	۰/۴۳۱	۰/۴۲۷۷	۰/۴۲۸۵	۰/۴۲۹	۰/۴۲۸
۰/۴۲۵	۰/۴۳۴	۰/۴۳	۰/۴۳۰۶	۰/۴۳۲	۰/۴۳۱
۰/۴۹۹	۰/۵۰۳	۰/۵۰۱۶	۰/۵۰۲	۰/۵۰۲۷	۰/۵۰۲۳
۰/۵۰۹	۰/۵۲	۰/۵۱۶	۰/۵۱۷	۰/۵۱۹	۰/۵۱۸
۰/۵۱۸	۰/۵۳	۰/۵۲۴	۰/۵۲۵	۰/۵۲۶	۰/۵۲۵
۰/۵۵۶	۰/۵۷۱	۰/۵۶۵	۰/۵۶۷	۰/۵۶۹	۰/۵۶۸
۰/۶۲۱	۰/۶۴۵	۰/۶۳۹	۰/۶۴	۰/۶۴۳	۰/۶۴۱
۰/۶۳۶	۰/۶۵۴	۰/۶۴۷	۰/۶۴۹	۰/۶۵۲	۰/۶۵
۰/۷۹	۰/۸۱۸	۰/۸۱	۰/۸۱۳	۰/۸۱۵	۰/۸۱۳
۱/۰۲۷	۱/۰۸۱۲	۱/۰۸۶	۱/۰۸۷۳	۱/۰۹۰۹	۱/۰۸۸۸



شکل (۲۶): تکیه‌گاه خاک ایستگاه ۳.

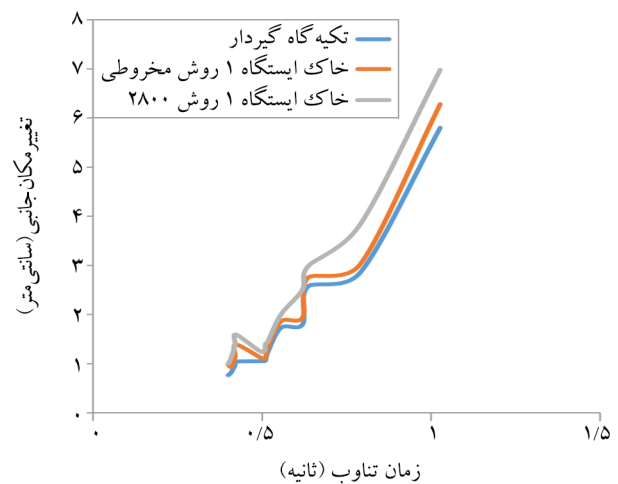


شکل (۲۷): تکیه‌گاه خاک ایستگاه ۴.

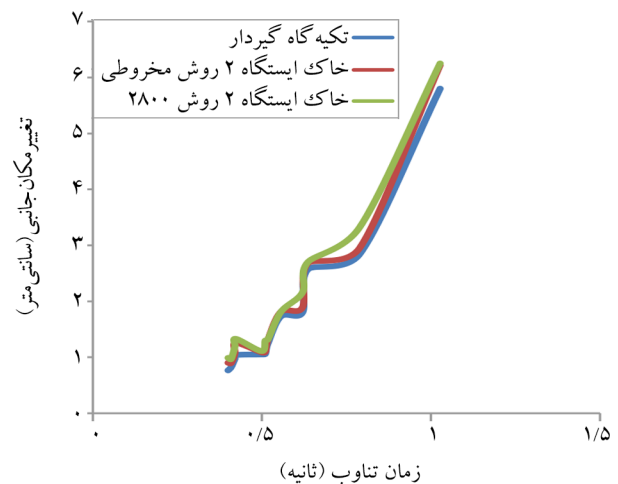


شکل (۲۸): تکیه‌گاه خاک ایستگاه ۵.

برای بررسی رفتار خاک زیرسازه باید از مدل‌های مبتنی بر اجزا محدود استفاده گردد. به همین دلیل در این مطالعه، برای بررسی گسیختگی خاک از روش کنترل دستی رفتار خاک بر مبنای مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان، که مربوط به ژئوتکنیک و مهندسی پی می‌باشد، استفاده شده است. مشاهده می‌شود که طبق نتایج جدول (۹) که مربوط به کنترل گسیختگی خاک ناشی از کمبود ظرفیت باربری برای مخازن مورد مطالعه در تحلیل استاتیکی خطی می‌باشد، ابعاد و ضخامت پی در مخازن مورد مطالعه، در برابر گسیختگی ناشی از کمبود ظرفیت باربری خاک، ایمن می‌باشد. همچنین طبق نتایج ارائه شده در جدول (۱۰)، ابعاد و ضخامت پی مخازن مورد مطالعه، در برابر گسیختگی ناشی از لغزش پی نیز ایمن می‌باشند.



شکل (۲۴): تکیه‌گاه خاک ایستگاه ۱.



شکل (۲۵): تکیه‌گاه خاک ایستگاه ۲.

جدول (۸): میزان افزایش تغییر مکان جانبی کف مخازن در ایستگاه‌های خاک مورد مطالعه در روش مخروطی و آیین نامه ۲۸۰۰ نسبت به حالت تکیه گاه گیردار.

تکیه گاه خاک مورد مطالعه	میانگین درصد افزایش تغییر مکان در روش مخروطی	میانگین درصد افزایش تغییر مکان در روش آیین نامه ۲۸۰۰
ایستگاه خاک ۱	۱۱/۴	۲۹/۶
ایستگاه خاک ۲	۷/۹۲	۱۵/۴۷
ایستگاه خاک ۳	۸/۹۶	۱۷/۸۱
ایستگاه خاک ۴	۱۱/۰۴	۲۴/۲۸
ایستگاه خاک ۵	۸/۳۵	۲۰/۲۹

جدول (۹): کنترل گسیختگی خاک ناشی از کمبود ظرفیت باربری برای مخازن مورد مطالعه در تحلیل استاتیکی.

مخزن مورد مطالعه	q_{max} (تن بر مترمربع)	q_{min} (تن بر مترمربع)	q_{all} (تن بر مترمربع)	وضعیت
مخزن هلال احمر پر	۶/۷۶	۳/۴۷	۱۵	مجاز
مخزن جهاد کشاورزی پر	۶/۱۳	۲/۷۵	۱۵	مجاز
مخزن بیمارستان پر	۵/۱۶	۱/۹۲	۱۵	مجاز
مخزن هواشناسی پر	۴/۸۹	۱/۴۴	۱۵	مجاز

جدول (۱۰): کنترل گسیختگی خاک ناشی از لغزش پی برای مخازن و خاک ایستگاه ۱، مورد مطالعه در تحلیل استاتیکی.

مخزن مورد مطالعه	H (تن)	S (تن)	P_p (تن)	FS محاسباتی	FS آیین نامه	وضعیت
مخزن هلال احمر پر	۸/۳۳	۱۲۱/۹	۰/۵۸	۱۴/۷	۱/۲	مجاز
مخزن جهاد کشاورزی پر	۲/۶۰	۴۳/۹	۰/۱۱۴	۱۶/۹	۱/۲	مجاز
مخزن بیمارستان پر	۲/۵۱	۴۳/۹	۰/۱۱۴	۱۷/۵	۱/۲	مجاز
مخزن هواشناسی پر	۲/۶۶	۴۳/۹	۰/۱۱۴	۱۶/۵۵	۱/۲	مجاز

۸- جمع بندی و نتیجه گیری

ایستگاه‌های ۱ تا ۵ به ترتیب ۲/۵۹، ۱/۵۵، ۱/۷۶، ۲/۰۴ و ۱/۸۳ درصد نسبت به حالت تکیه گاه گیردار می‌باشد. همچنین مقادیر تغییر مکان جانبی کف مخازن با در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه در حالات تکیه گاه خاک ایستگاه‌های ۱ تا ۵ و با استفاده از دو روش مخروطی و روش پیشنهادی آیین نامه ۲۸۰۰ نسبت به حالت تکیه گاه گیردار افزایش می‌یابد. مطابق جدول (۷) که مربوط به میزان افزایش تغییر مکان جانبی کف مخازن در ایستگاه‌های خاک ۱ تا ۵ مورد مطالعه می‌باشد، ملاحظه می‌شود که بحرانی ترین تکیه گاه خاک مورد مطالعه، خاک ایستگاه ۱ می‌باشد. که میزان افزایش تغییر مکان جانبی کف مخازن نسبت به حالت تکیه گاه گیردار در اندرکنش خاک به روش مخروطی و روش ۲۸۰۰ به ترتیب ۱۱/۴ درصد و ۲۹/۶ درصد می‌باشد. در

با توجه به نتایج بررسی رفتار لرزه ای مخازن مشخص گردید با افزایش پرشدگی مخازن و افزایش جرم موثر لرزه‌ای به دنبال آن، و همچنین با افزایش ارتفاع مخازن، زمان تناوب کل سازه نیز افزایش خواهد یافت. همچنین علاوه بر این، بررسی رفتار تلاطمی مخازن مورد بررسی نشان داد در سازه مخازن هوایی با افزایش زمان تناوب مخازن، برش پایه استاتیکی مخازن و نیروی تلاطمی مخازن نیز افزایش می‌یابد. همچنین به طور کلی بررسی تأثیر اندرکنش خاک و سازه در بررسی رفتار لرزه‌ای مخازن هوایی نشان از افزایش زمان تناوب این سازه‌ها با در نظر گرفتن اندرکنش خاک زیر سازه را دارد. مطابق جدول (۷) میانگین درصد افزایش زمان تناوب سازه‌ها با مدل‌سازی خاک

است در گام آتی، مطالعات لایه‌بندی خاک در محل مخازن هوایی مورد بررسی در شهر سرپل ذهاب انجام شود تا بتوان نتایج محاسبات را با واقعیت رخ داده در سازه‌ها نیز مقایسه نمود.

References

مراجع

- Adibi, M., & Eshghi, S. (2006). Seismic performance of eight elevated water tanks during Silakhor, Iran earthquake of 31 March 2006. *International Institute of Earthquake Engineering and Seismology*.
- Amin, J. A., & Soni, D. P. (2017). Assessment response reduction factor of elevated tanks with alternate RC frame staging configurations. *International Journal of Engineering Technology Science and Research (IJETSR)*, 4.
- Chaduvulaa, U., Patel, D., et al. (2013). Fluid-structure-soil interaction effect on seismic behavior of elevated water tanks. *Procedia Engineering*, 84-91.
- Dutta, S., Mandal, A., & Dutta, S. C. (2000). Soil-structure interaction in dynamic behaviour of elevated tanks with alternate frame staging configurations. *Bengal Engineering College (Deemed University)*.
- Ghalandarzadeh, A., & Kavand, A. (2009). Determination of shear wave velocity of sedimentary deposits by means of microtremor measurements. *Civil Engineering Infrastructures*, 44, 525-536. <https://sid.ir/paper/166650/fa>
- Housner, G. W. (1963). The dynamic behaviour of water tanks. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 53(2), 381-387.
- Haroun, N. M., & Ellaihy, H. M. (1985). *Inelastic Seismic Response of Braced Towers Supporting Tanks*. University of California, Irvine, Civil Engineering
- Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings (Standard No. 2800) (4th ed.)*. (n.d.). Road, Housing and Urban Development Research Center.
- Iranian Codes for Design of Foundations and Geotechnics of Structures (No. 7)*. (2021). Ministry of Road and Urban Development.
- Jain, S. K., & Jaiswal, O. R. (2005). Modified proposed provisions for aseismic design of liquid storage tanks (Part II). *Journal of Structural Engineering*, 32(9).
- Meek, J. W., & Wolf, J. P. (1992). Cone models for

نتیجه تأثیر اندرکنش خاک به روش آیین‌نامه ۲۸۰۰، بیشتر از تأثیر اندرکنش خاک به روش مخروطی می‌باشد. با توجه به این نکته که در روش احتساب خاک زیر سازه به روش آیین‌نامه ۲۸۰۰، تغییرمکان جانبی سازه در حالت تکیه‌گاه گیردار با استفاده از روابطی که در قسمت‌های قبل آورده شد، افزایش داده می‌شود، و برای تأثیر خاک زیر سازه هیچ‌گونه مدل‌سازی برای خاک و پی انجام نمی‌گیرد، بنابراین مقدار افزایش تغییرمکان جانبی کف مخزن در این روش، بیش از افزایش تغییرمکان جانبی کف مخزن به روش احتساب خاک زیر سازه به روش مخروطی می‌باشد؛ زیرا در روش مخروطی برای احتساب اثر خاک زیر سازه مطابق آنچه که در این تحقیق آورده شده است، خاک و پی به وسیله فنر و میراگرهایی مدل‌سازی می‌شوند و در نتیجه در روش مخروطی نتایج تأثیر اندرکنش خاک و سازه دقت قابل قبول‌تری دارند. بنابراین در روش تئوری آیین‌نامه ۲۸۰۰، برای احتساب اثر خاک زیر سازه برای اطمینان بیشتر، شاهد حدوداً دو برابر ضریب اطمینان بیشتر در طراحی، نسبت به روش مخروطی برای محاسبه تغییرمکان کف مخزن هستیم.

در این تحقیق برای بررسی کنترل گسیختگی خاک زیر سازه ناشی از ظرفیت باربری و همچنین کنترل لغزش افقی پی زیر سازه از مبحث ۷ مقررات ملی ساختمان ایران استفاده شده است. ملاحظه می‌شود که طبق نتایج جدول‌های (۹) و (۱۰) که به ترتیب مربوط به کنترل گسیختگی خاک ناشی از کمبود ظرفیت باربری و کنترل لغزش افقی پی برای مخازن مورد مطالعه می‌باشد، ابعاد و ضخامت پی در مخازن مورد مطالعه، در برابر گسیختگی ناشی از کمبود ظرفیت باربری و لغزش افقی پی و خاک زیرسازه ایمن می‌باشند. در نهایت چنانچه در بخش مدل‌سازی اثر اندرکنش خاک و سازه بدان اشاره گردید، یادآوری می‌گردد این تحقیق بر مبنای فرضیات لایه‌های خاک موجود در شهر بم شکل گرفته است و هدف آن نمایش دادن تغییرات احتمالی ایجاد شده در تحلیل سازه‌های نگهدارنده مخازن ناشی از تغییرات لایه‌های خاک می‌باشد. لذا شایسته

homogeneous soil. *Journal of Geotechnical Engineering (ASCE)*, 118(5), 667-685.

Vice Presidency for Strategic Planning and Supervision. (2012). *Guideline for Seismic Design of Water Supply Systems* (No. 604). Office of Deputy for Strategic Supervision, Department of Technical Affairs.

واژه‌نامه

Fluid-Structure Interaction	۱- اندرکنش آب و سازه
Impulsive Mass	۲- جرم ضربه‌ای یا تکانشی
Convective Mass	۳- جرم تلاطمی
Soil-Structure Interaction	۴- مدل‌سازی اندرکنش خاک و سازه
Cone Model	۵- مدل مخروطی
Seismic Behavior	۶- رفتار لرزه‌ای

Seismic Behavior of Damaged Elevated Steel Water Tanks during the 2017 Ezgeleh (Kermanshah) Earthquake Considering Soil–Structure Interaction

Omid Malkeshi¹ and Mahdi Adibi^{2*}

1. M.Sc. of Structural Engineering, Department of Civi Engineering, Faculty of Engineering, University of Bojnord, Bojnord, Iran
2. Associate Professor of Earthquake Engineering, Department of Civi Engineering, Faculty of Engineering, University of Bojnord, Bojnord, Iran, *Corresponding Author, email: m.adibi@ub.ac.ir

Elevated steel water tanks play a critical role in urban water supply systems by providing both storage capacity and adequate pressure within distribution networks. Due to their strategic importance, ensuring their structural integrity and continuous functionality during and after seismic events is essential. Unlike conventional buildings, elevated water tanks exhibit distinct dynamic characteristics arising from the interaction between the supporting structure, contained fluid, and supporting soil. The 2017 Ezgeleh earthquake in Kermanshah Province, Iran (November 12, 2017), caused noticeable damage to several elevated steel water tanks in Sarpol-e Zahab, highlighting the need for a more comprehensive understanding of their seismic behavior. This study investigates the seismic performance of five damaged elevated steel water tanks observed during the aforementioned earthquake, with particular emphasis on the role of soil–structure interaction (SSI). The research combines field observations with analytical modeling to evaluate the influence of foundation conditions on the dynamic response of these structures. The fluid inside the tanks is modeled using the widely accepted lumped mass-spring analogy, in which the liquid mass is divided into impulsive and convective (sloshing) components. This approach enables a realistic representation of hydrodynamic pressures exerted on the tank walls during seismic excitation. To assess the impact of soil–structure interaction, two different approaches are employed. The first approach is based on the cone model for shallow foundations, where the soil medium is idealized using a system of springs, dashpots, and lumped masses that simulate radiation damping and soil stiffness in various degrees of freedom. This method offers a balance between computational efficiency and engineering accuracy, making it suitable for practical applications. The second approach follows the simplified provisions recommended by the Iranian seismic design code (Standard No. 2800), which incorporates SSI effects through modification factors applied to structural properties.

The supporting structures of the tanks are modeled as braced steel frames, and nonlinear dynamic analyses are conducted to capture their inelastic response under seismic loading. Soil properties used in the SSI modeling are derived from site-specific geotechnical data, including shear wave velocity profiles obtained from previous microtremor measurements. The comparison between fixed-base and flexible-base models demonstrates that SSI significantly affects the seismic response of elevated tanks. In particular, it leads to an increase in lateral displacements and fundamental periods of vibration, which may amplify the overall seismic demand on the structure. Furthermore, the results obtained from the cone model and the code-based method are compared to evaluate their consistency and applicability. It is observed that while both methods capture the general trends of SSI effects, the cone model provides a more detailed and realistic representation of soil behavior, especially for sites with complex stratification. However, the code-based approach remains useful for preliminary design and routine engineering practice due to its simplicity. The findings of this study emphasize the importance of incorporating soil–structure interaction in the seismic analysis and design of elevated water tanks, particularly in regions with soft or layered soil conditions. Neglecting SSI may lead to underestimation of seismic demands and potential structural vulnerabilities. The results can contribute to improving current design practices and enhancing the resilience of water supply infrastructure in seismic regions.

Keywords: Elevated Steel Water Tanks; Soil–Structure Interaction; Cone Model; Seismic Behavior; Ezgeleh Earthquake; Fluid–Structure Interaction.