

بررسی امکان کاربرد روش «زمان دوام» در تحلیل لرزه‌یی مخازن فولادی

کیانوش سامانی‌پور (کارشناس ارشد)

ابوالحسن وفايي (استاد)

همايون استکانجي (دانشیار)

دانشکده‌ی هندی‌سی، عمان، دانشگاه صنعتی شریف

جعفر کیوانی (استادیار)

دانشکده‌ی عمان، دانشگاه تربیت معلم

رفتار مخازن حاوی مایعات تحت اثر زلزله، با توجه به اهمیت آنها و نیز به دلیل وجود اندرکنش بین سیال و سیستم سازه‌یی، مورد توجه و مطالعه‌ی بسیاری از مهندسين و محققین قرار گرفته است. در روش «زمان دوام»، سازه تحت تأثیر یک تابع شتاب با شدت فزاینده قرار می‌گیرد و عملکردش براساس مدت زمانی که می‌تواند نیرو و تغییر مکان‌های وارده را تحمل کند ارزیابی می‌شود. هدف این پروژه بررسی چگونگی اثر زمین‌لرزه بر مخازن فولادی روزمینی مطابق با آیین‌نامه‌های طراحی مخازن موجود (از قبیل API و AWWA) و استفاده از روش زمان دوام در مخازن روزمینی و مطالعه‌ی رفتار این مخازن در برابر طیف استاندارد این روش است. همچنین نتایج حاصل از روش زمان دوام با سایر روش‌های آیین‌نامه‌یی موجود مقایسه، و میزان انطباق این روش به منظور طراحی لرزه‌یی مخازن فولادی روزمینی با سایر روش‌های آیین‌نامه‌یی بررسی می‌شود. در این تحقیق بعد از مروری بر آیین‌نامه‌های مربوطه و مدل مکانیکی مورد استفاده در این آیین‌نامه‌ها، با استفاده از روش اجزاء محدود، پاسخ دینامیکی مخازن انعطاف‌پذیر مهار شده تحت رکورد زلزله‌ی ورودی مطالعه شده است. برای این منظور کل محیط سازه و سیال به وسیله‌ی اجزائی با درجات آزادی تغییر مکان مدل شد و اندرکنش بین سازه و سیال به وسیله‌ی معادلات قیدی تأمین شد. در مدل‌سازیهایی که به صورت متقارن محوری، هارمونیک و سه‌بعدی است، از مشخصات یکی از مخازن استوانه‌یی موجود استفاده شد و اثرات تراکم‌پذیری و گرانروی (ویسکوزیته) سیال درون مخزن در نظر گرفته شد.

kianoosh_samanipour@yahoo.com
vafai@sharif.edu
stkanchi@sharif.edu
jkavani@yahoo.com

واژگان کلیدی: آنالیز لرزه‌یی، روش زمان دوام، مخازن، روش المان محدود، آیین‌نامه طراحی لرزه‌یی.

تاریخچه‌ی تحقیقات پیشین

اندریشه‌ی در نظر گرفتن فشار هیدرو دینامیکی وارد بر سازه‌ها در زمان وقوع زلزله، از اوایل دهه‌ی ۱۹۳۰ و در جریان طرح تعدادی از سدهای بلند در مناطق زلزله‌خیز شکل گرفت. در ادامه‌ی این روند مطالعات گسترده‌یی صورت گرفت و مطالب متنوعی در جنبه‌های گوناگون این مقوله منتشر شد. اولین راه حل برای چنین مسئله‌یی در سال ۱۹۳۳ توسط وسترگارد ارائه شد^[۱]. وی فشار هیدرو دینامیکی روی وجه قائم دیواره‌ی صلب یک سد با مخزن بی‌نهایت را تحت اثر تحریک هارمونیک به دست آورد. او در مطالعات خود آب را مایعی ایده‌آل در نظر گرفت و از اثرات تراکم‌پذیری آب و تأثیر امواج سطحی (به سبب عمق نسبی زیاد مخزن) صرف‌نظر کرد. وی مسئله را به صورت دویبعدی در نظر گرفت و برای چشم‌پوشی از اثرات تراکم‌پذیری، حل نظری خود را به تحریکاتی با زمان تناوب خاص محدود کرد.

مطالعات تحلیلی اولیه در مورد رفتار دینامیکی مخازن حاوی مایعات با فرض صلب بودن جداره و اتصال گیردار مخزن به پی صلب صورت گرفت. در سال ۱۹۳۴ اولین گزارش براساس مشاهدات آزمایشگاهی و تحلیل مخازن صلب استوانه‌یی و مستطیلی تحت اثر حرکت افقی زلزله منتشر شد^[۲]. سپس در سال ۱۹۴۵، مسئله‌ی قدیمی و کلاسیک امواج سطحی در یک مخزن استوانه‌یی ارائه شد^[۳]. فرمول کلاسیک برای دست‌یابی به فرکانس‌های طبیعی امواج سطحی عبارت است از:

$$\omega_n^2 = \frac{\lambda_n g}{R} \tanh\left(\lambda_n \frac{H}{R}\right) \quad (1)$$

که در آن ω_n ، n امین فرکانس طبیعی، λ_n ریشه‌های مشتق تابع بسل مرتبه‌ی اول (یعنی: $J'_n(\lambda_n) = 0$)، H ارتفاع سیال درون مخزن، R شعاع مخزن و g شتاب ثقل است.^[۲]

در سال ۱۹۵۷ نیز با یک روش تقریبی و بدون استفاده از معادلات دیفرانسیل

با مشتقات جزئی و سری‌های نامتناهی، یک مدل ساده برای تخمین اثرات دینامیکی سیال در یک مخزن صلب استوانه‌یی یا مستطیلی تحت اثر حرکت افقی زلزله ارائه شد^[۵]. در این مدل، فشار هیدرودینامیک ناشی از سیال به دو قسمت تقسیم شد: ۱. فشار ضربانی، که توسط حرکت سیال هماهنگ با جداره‌ی صلب مخزن ایجاد می‌شود؛ ۲. فشار نوسانی، که توسط حرکت سطح آزاد سیال ایجاد می‌شود. پس از آن هاوزن نسبت یک مدل مکانیکی دوجرمی معادل به صورت سیستم جرم و فنر ارائه کرد به گونه‌یی که دارای اثری معادل اثر یک سیستم واقعی باشد. کاربرد مدل مکانیکی معادل هاوزن در کارهای مهندسی عمران، برای تخمین پاسخ در مخازن استوانه‌یی و مستطیلی که دچار تحریک لرزه‌یی شده‌اند بسیار رایج است. در سال ۱۹۶۳، هاوزن با استفاده از مدل مکانیکی معادل، یک تحلیل دینامیکی ساده براساس طیف پاسخ برای مخازن هوایی ارائه کرد^[۶].

در این زمان که به نظر می‌رسید موضوع خاتمه یافته باشد، زلزله‌ی ۱۹۶۴ آلاسکا موجب تخریب تعداد زیادی از مخازن مایع شد و همین مسئله متشاه جست‌وجوها و مطالعات گسترده‌یی در زمینه‌ی رفتار و خصوصیات دینامیکی مخازن مایع با جداره‌ی انعطاف‌پذیر شد. مخازن مورد بررسی کاملاً مهارشده به تکیه‌گاه خود در نظر گرفته شدند. نتیجه‌ی مهم حاصل از این بررسی این بود که اثر انعطاف‌پذیری جداره‌ی مخازن روی نتایج حاصله زیاد است و نمی‌توان آن را نادیده گرفت. بعدها نشان داده شد که ممکن است بر اثر انعطاف‌پذیری جداره‌ی مخزن، بخش ضربانی مایع درون مخزن شتاب‌هایی را تجربه کند که گاهی بزرگ‌تر از شتاب اوج زمین هستند^[۷-۹]. بنابراین، برش پایه و لنگر واژگونی محاسبه‌شده با فرض صلبیت جداره‌ی مخازن می‌تواند در راستای عدم اطمینان باشد. تکامل تدریجی رایانه‌ها و روش‌های عددی قابل برنامه‌نویسی مانند روش اجزاء محدود، توانایی حل مسئله را به‌طور چشم‌گیری افزایش داد. برای بررسی اندرکنش دینامیکی جداره‌ی انعطاف‌پذیر مخزن و سیال با استفاده از روش اجزاء محدود مطالعات متعددی صورت گرفت^[۱۰-۱۱] در تمام این مطالعات مخزن به صورت کاملاً مهارشده در نظر گرفته شد و فرض‌های ساده‌کننده‌ی دیگری مانند چشم‌پوشی از اثرات امواج سطحی نیز لحاظ شد^[۱۲-۱۳] در سال ۱۹۸۲ روشی کارآمد برای محاسبه‌ی خصوصیات دینامیکی مخازن استوانه‌یی زمین‌ی ارائه شد^[۱۴]. در این روش تنها پوسته‌ی کشسان مخزن به روش اجزاء محدود مدل می‌شود و محیط سیال به صورت تحلیلی آنالیز خواهد شد. در نتیجه تعداد مجهولات مسئله به‌طور قابل ملاحظه‌یی کم‌تر از روشی است که هم سیال و هم پوسته به‌کمک روش اجزاء محدود مدل می‌شوند. برای حل محیط سیال، سیال غیرگرانروی تراکم‌ناپذیر فرض شد. در سال ۱۹۸۷ نیز پاسخ دینامیکی مخازن صلب و انعطاف‌پذیر را به حرکت گهواره‌یی پی با شکل دلخواه به دست آوردند^[۱۵]. در این مطالعه مدل مکانیکی مشهوری برای منظورکردن اثرات حرکت گهواره‌یی پی حاصله تعمیم داده شد. اثر انعطاف‌پذیری جداره‌ی مخزن نیز با یک تکنیک تقریبی ساده برآورده شد. در این شیوه فرض بر آن است که مخزن استوانه‌یی فقط تحت اثر حرکت گهواره‌یی یا دورانی پی حول محور افقی است، مایع تراکم‌ناپذیر و غیرگرانروی است، اثر موج سطحی و نیز اثرات خطی لحاظ شده است.

در مطالعات بعدی که طی سال‌های ۱۹۹۵ تا ۱۹۹۷ انجام شد^[۱۶-۱۷]، نشان داده شده است که بلندشدگی کف در مخازن مهارنشده‌ی متکی بر پی صلب باعث افزایش چشم‌گیر تنش‌های فشاری محوری جداره می‌شود؛ این در حالی است که تنش محوری فشاری مخازنی که مستقیماً روی پی با خاک انعطاف‌پذیر قرار گرفته‌اند، افزایش قابل توجهی نمی‌یابد بلکه ممکن است منجر به نشست‌های بزرگ غیریکنواخت پی شود. در سال ۱۹۹۷ نیز روش ساده‌ی مبتنی بر مدل مکانیکی

دوجرمی معادل برای تقریب رفتار دینامیکی مخازن مهارشده با پی صلب ارائه شد که توسط یورودک ۸^۲ نیز پذیرفته و اقتباس شد. ملهوترا در سال ۲۰۰۰ با انتشار مقاله‌یی روش ساده‌ی خود را تعمیم و گسترش بیشتری داد^[۱۸]. این روش بر مبنای کارهای ولتوسوس استوار است، منتها اصلاحاتی برای در نظر گرفتن اثرات موده‌ای بالاتر ضربانی و نوسانی داده شده است.

حمدان^۳ در سال ۲۰۰۰ ضمن انجام تحلیل‌های عددی، مقایسه‌یی جامع بین آیین‌نامه‌های مختلف لرزه‌یی موجود و نقاط ضعف و قوت آنها ارائه داد. او همچنین بیان داشت که برهم‌نهی بیشینه‌ی جابه‌جایی قائم سطح آزاد مایع متناظر با مؤلفه‌های گوناگون زلزله برای رسیدن به بیشترین جابه‌جایی سطح آزاد تحت هر سه مؤلفه‌ی زمین لرزه می‌تواند گمراه‌کننده باشد. با اعمال هر سه مؤلفه‌ی زلزله به‌طور همزمان در تحلیل اجزاء محدود مشاهده شد که نحوه‌ی توزیع و اندازه‌ی جابه‌جایی‌ها در سطح آزاد مایع به‌طور قابل ملاحظه‌یی تغییر می‌کند.^[۲۱]

مدل‌های مکانیکی معادل

در این بخش به بررسی یک مدل مکانیکی معادل و روش‌هایی ساده برای طراحی لرزه‌یی مخازن مهارشده خواهیم پرداخت. این مدل‌ها عموماً اساس آیین‌نامه‌های مطرح در این زمینه را تشکیل می‌دهند. قطعاً برای مقاصد عملی همیشه نمی‌توان از تحلیل‌های دقیق رایانه‌یی استفاده کرد، زیرا صرف هزینه و زمان زیادی را می‌طلبند. بنابراین استفاده از روش‌های تقریبی ساده با دقت کافی اجتناب‌ناپذیر است. البته به‌منظور ارزیابی دقت این روش‌ها همگام با تکامل و توسعه‌ی یافته‌های علمی، لازم است نسبت به اصلاح و بهبود آنها اقدام شود.

مدل مکانیکی دوجرمی معادل هاوزن، مدل سه‌جرمی هارون، و روش ساده‌ی ملهوترا^[۱۶-۱۷] از جمله‌ی این مدل‌ها هستند که در اینجا صرفاً به مدل هاوزن که در بیشتر آیین‌نامه‌ها از جمله API و AWWA اشاره می‌شود.

مدل هاوزن

چنان‌که اشاره شد، در سال ۱۹۵۷ با یک روش تقریبی، اثرات دینامیکی سیال در یک مخزن صلب استوانه‌یی یا مستطیلی تحت اثر حرکت افقی زلزله محاسبه شد^[۵]. او فشار هیدرودینامیکی را به دو قسمت ضربانی و نوسانی تقسیم کرد. فشار ضربانی توسط حرکت هماهنگ بخشی از سیال درون مخزن با جداره‌ی صلب آن ایجاد می‌شود و فشار نوسانی از حرکت بخش دیگر سیال در سطح آزاد آن به وجود می‌آید. اثر فشار ضربانی با جایگزینی کسری از جرم کل (M_0) در ارتفاع h_0 که به صورت صلب به مخزن متصل است، در نظر گرفته می‌شود. اثر فشار نوسانی نیز با جایگزینی کسری از جرم کل (M_1) در ارتفاع (h_1) که با فنرهایی با سختی K به جداره متصل است، مدل می‌شود. در نتیجه یک مدل مکانیکی دوجرمی معادل خواهیم داشت (شکل ۱). با داشتن مشخصات این مدل معادل می‌توان برش پایه و لنگر واژگونی حاصل از زلزله را محاسبه کرد. پارامترهای مدل هاوزن برای یک مخزن استوانه‌یی که نسبت ارتفاع به شعاع آن کوچک‌تر از ۱/۵ باشد، عبارت است از:

$$M_0 = M \frac{\tanh(\sqrt{3} \frac{R}{H})}{\sqrt{3} \frac{R}{H}} \quad (2)$$

$$h_0 = \frac{3}{8} H \left[1 - \frac{4}{3} \left[\frac{\sqrt{3} \frac{R}{H}}{\tanh(\sqrt{3} \frac{R}{H})} \right] \right] \quad (3)$$

در حالی که به کماتش کشسانی (کمانش پاییلی) توجهی نشده، و نهایتاً در محاسبه‌ی فشار هیدروپنوماتیک از انعطاف‌پذیری جداره صرف نظر شده است [۲۳،۲۴].

آیین‌نامه‌ی ASCE

این آیین‌نامه انعطاف‌پذیری جداره، اندرکنش خاک و سازه، و مؤلفه‌ی قائم زلزله را در نظر می‌گیرد. عمده‌ترین محدودیت این آیین‌نامه آن است که بازتوزیع و تغییر تنش‌های محوری و حلقوی در اثر بلندشدگی کف مخزن را لحاظ نمی‌کند. روش جمع مستقیم برای ترکیب مودهای ضربانی و نوسانی به‌کار رفته است، ولی برای ترکیب فشارهای هیدروپنوماتیک ناشی از مؤلفه‌ی قائم و افقی زلزله، از روش جذر مجموع مربعات (SRSS) استفاده شده است. باز هم کماتش کشسانی - خمیری مورد توجه قرار نگرفته است [۲۵].

راهنمای طراحی لرزه‌ی اتریش

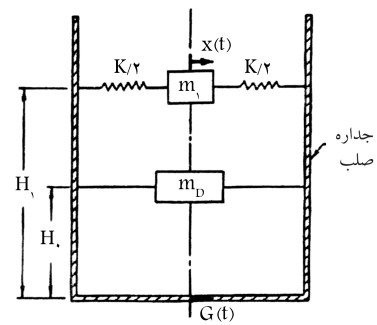
در این توصیه‌نامه، اثرات انعطاف‌پذیری جداره، حرکت سه مؤلفه‌ی زلزله و اندرکنش خاک و سازه لحاظ شده است. همچنین روش منطقی و معقولی برای بازتوزیع تنش‌های محوری در اثر بلندشدگی کف مخزن ارائه شده است. در این راهنما، برای جمع آثار ناشی از مؤلفه‌های استاتیکی، زلزله‌ی افقی و زلزله‌ی قائم با توجه به مودهای شکست روشی متفاوت در نظر گرفته شده است. عمده‌ترین محدودیت این راهنما آن است که فرمول‌های ارائه‌شده برای بازتوزیع تنش‌های محوری در اثر بلندشدگی کف، برای تمامی هندسه‌ها بسط داده نشده است. همچنین کماتش کشسانی - خمیری در نظر گرفته نشده است [۲۶].

یوروکد

فصل چهارم این آیین‌نامه به مخازن، سیاهوها و خطوط لوله اختصاص دارد. در مورد مخازن، انعطاف‌پذیری جداره، اندرکنش خاک و سازه، مؤلفه‌ی قائم زلزله و اثر بلندشدگی کف بر توزیع تنش‌های محوری لحاظ شده است. ضوابط این آیین‌نامه مشابه راهنمای طراحی ذکرشده در بند قبیل است، مگر در مواردی که در جدول ۱ متفاوت درج شده باشد [۲۷].

راهنمای طراحی لرزه‌ی نیوزلند

این راهنما انعطاف‌پذیری جداره و مؤلفه‌ی قائم را به حساب آورده است. همچنین اولین دستورالعملی است که در میزان بار کماتش به‌دلیل تنش‌های حلقوی کششی



شکل ۱. مدل مکانیکی معادل هاوزنر.

$$M_1 = \frac{M}{4} \left(\frac{11}{12} \right)^2 \sqrt{\frac{2\gamma}{\lambda}} \frac{R}{H} \tanh\left(\sqrt{\frac{2\gamma}{\lambda}} \frac{H}{R}\right) \quad (4)$$

$$h_1 = h \left[1 - \frac{\cosh\left(\sqrt{\frac{2\gamma}{\lambda}} \frac{H}{R}\right) - \frac{120}{\lambda}}{\sqrt{\frac{2\gamma}{\lambda}} \frac{H}{R} \sinh\left(\sqrt{\frac{2\gamma}{\lambda}} \frac{H}{R}\right)} \right] \quad (5)$$

$$K = \frac{M}{4} \left(\frac{11}{12} \right)^2 \left(\frac{2\gamma}{\lambda} \right) \frac{g}{H} \tanh\left(\sqrt{\frac{2\gamma}{\lambda}} \frac{H}{R}\right) \quad (6)$$

$$\omega^2 = \frac{g}{R} \sqrt{\frac{2\gamma}{\lambda}} \tanh\left(\sqrt{\frac{2\gamma}{\lambda}} \frac{H}{R}\right) \quad (7)$$

در روابط فوق R شعاع مخزن، H ارتفاع آب داخل مخزن، M جرم آب داخل مخزن و ω فرکانس طبیعی بخش نوسانی سیال است.

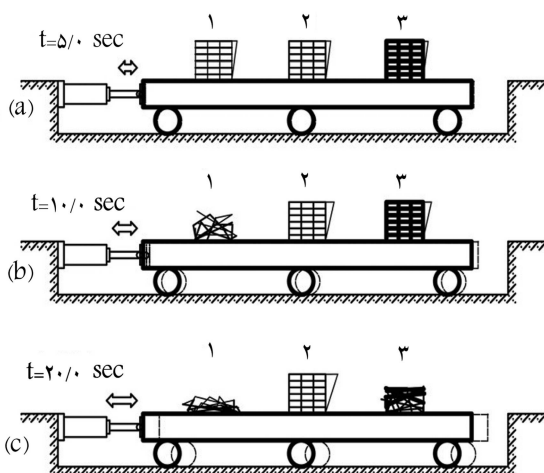
مقایسه‌ی آیین‌نامه‌های مختلف طراحی لرزه‌ی مخازن

آیین‌نامه‌های API 650 و AWWA 100

هر دو این آیین‌نامه‌های آمریکایی براساس مقاله‌ی قدیمی از وزنیاک و میشل هستند [۲۸] و مدل مکانیکی مورد استفاده، مدل هاوزنر است. این دو آیین‌نامه به ترتیب برای مخازن نفتی و مخازن آب مورد استفاده قرار می‌گیرند. فرایند طراحی در آنها براساس مشخص کردن لنگر واژگونی و تنش محوری بیشینه برای مخازن مهارشده و مهارنشده است. همچنین حداقل ضوابط لازم برای مهاربندی مخزن ارائه شده است. فقط یک مؤلفه‌ی افقی زلزله مورد توجه قرار می‌گیرد و تأثیر مؤلفه‌ی قائم زلزله و اندرکنش خاک و سازه لحاظ نشده است. کماتش کششی مورد توجه قرار گرفته است،

جدول ۱. مقایسه‌ی ضوابط آیین‌نامه‌های مختلف طراحی لرزه‌ی مخازن.

آیین‌نامه	میرایی	برهم نهی اثر فشار نوسانی و فشار ضربانی	تحریک افقی	تحریک افقی و قائم	انعطاف‌پذیری مخزن	اندرکنش خاک و سازه	کمانش الاستوپلاستیک	اثر بلندشدگی
API 650	٪۰٫۵	روش مستقیم	جهت ۱	---	---	---	---	---
ASCE	٪۰٫۵	روش مستقیم	جهت ۱	روش SRSS	✓	✓	---	---
اتریش	٪۰	روش SRSS	جهت ۲	روش مستقیم	✓	✓	---	---
Eurocode 8	٪۰٫۵	روش SRSS	جهت ۱	روش SRSS	✓	✓	تنش محوری	تنش محوری
نیوزلند	٪۰٫۵	روش SRSS	جهت ۱	روش SRSS	✓	✓	✓	تنش محوری
ژاپن	٪۰٫۵	روش SRSS	جهت ۱	روش SRSS	✓	---	---	---



شکل ۲. آزمایش فرضی.

مشخصات دینامیکی مستقیماً مورد استفاده قرار نمی‌گیرند. زمان دوام بالاتر به معنی عملکرد بهتر در نظر گرفته می‌شود. زمان دوام کمیته همراه با شاخص خرابی مناسب می‌تواند به عنوان معیار طراحی در نظر گرفته شود و به این ترتیب در صورتی که شاخص خرابی مورد نظر تا زمان دوام تعیین شده پایین‌تر از حد مجاز باقی بماند، سازه قابل قبول فرض می‌شود. روش زمان دوام تا حدودی مشابه با روش تست ورزش^۴ است که متخصصین قلب برای ارزیابی و تشخیص بیماری‌های قلبی - عروقی به کار می‌گیرند. در تست ورزش بیمار روی سطح شیب دار متحرک^۵ (تردمیل) قرار می‌گیرد و شروع به حرکت می‌کند. با افزایش سرعت و شیب سطح شیب دار پارامترهای زیست‌شناختی حیاتی از قبیل سرعت ضربان قلب، فشار خون و غیره تحت نظر قرار می‌گیرد و آزمایش تا زمانی که اختلال در علائم ظاهری یا اندازه‌گیری شده‌ی بیمار مشاهده شود ادامه پیدا می‌کند. وضعیت قلبی - عروقی بیمار براساس بیشترین شیب و سرعت تحمل شده ارزیابی می‌شود. در روش زمان دوام همین ایده به طور متناظر در مورد یک سازه به کار گرفته می‌شود. سازه تحت اثر تابع شتاب فراینده قرار گرفته و شاخص‌های عملکرد و خرابی مورد نظر در آن تحت بررسی قرار می‌گیرند. ارزیابی سازه براساس مدت زمانی که می‌تواند در مقابل شتاب اعمال شده دوام بیاورد صورت می‌گیرد. بدیهی است که انتخاب تابع شتاب مناسب در این روش از اهمیت زیادی برخوردار است و قابل استفاده بودن نتایج حاصل از این روش در گرو تعریف تابع شتاب مناسب است^[۲۶].

تعریف تابع شتاب

انتخاب تابع شتاب مناسب در سازگاری و دقت نتایج به دست آمده اهمیت اساسی خواهد داشت. در تحقیق حاضر از یک سری توابع شتاب متعلق به نسل دوم توابع شتاب زمان دوام استفاده شده است. تهیه‌ی توابع شتاب بهینه برای انجام تحلیل زمان دوام خود موضوع تحقیقی جالبی است که در حال حاضر تحت پیگیری است. برای انجام تحقیقات اولیه در نسل اول توابع شتاب از یک سری اعداد تصادفی با میانگین صفر و واریانس ۱ استفاده شده بود^[۲۷]. در نسل دوم توابع شتاب با استفاده از روش‌های بهینه‌سازی عددی تابع شتاب به صورتی طراحی شده که طیف پاسخ آن در هر بازه زمانی از صفر تا t متناسب با زمان و با حفظ شکل طیف مبنا تغییر کند^[۲۸]. شکل و طیف پاسخ توابع مورد استفاده (سری $ETA20 \alpha = 1 - 0.3$) در شکل‌های ۳ الی ۸ نشان داده شده است. طیف مبنا در این توابع شتاب مطابق با طیف

نزدیک به حد تسلیم تخفیف قائل می‌شود (کمانش کشسانی - خمیری). با وجود این، بازتوزیع تنش‌های محوری در اثر بلندشدگی کف لحاظ نشده است^[۲۹].

راهنمای طراحی لرزه‌ی ژاپن

در این دستورالعمل‌ها، انعطاف‌پذیری جداره و مؤلفه‌ی قائم زلزله لحاظ شده است. با وجود این اندرکنش خاک و سازه، اثرات بلندشدگی کف و کمانش کشسانی - خمیری مورد توجه قرار نگرفته است.

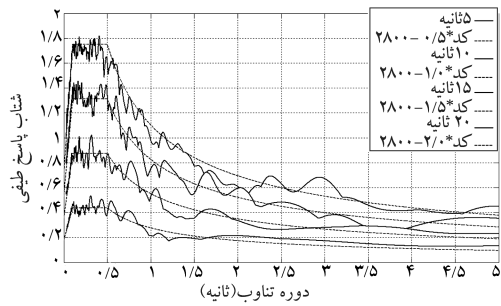
روش زمان دوام

فلسفه‌ی طراحی سازه‌های مقاوم در برابر زلزله در غالب آیین‌نامه‌های ساختمانی مبتنی است بر تأمین ضریب اطمینان کافی در مقابل تخریب سازه در زلزله‌های شدید، و نیز پیشگیری از خسارت‌های اقتصادی سنگین در زمان زلزله‌های محتمل. مشاهدات اولیه‌ی خرابی‌های سازه‌ی نشان داد که اغلب خرابی‌ها را می‌توان به ضعف عمومی سازه در تحمل نیروها و تغییر مکان‌هایی که حین زلزله به صورت افقی به سازه تحمیل می‌شوند، نسبت داد. همین مشاهدات اساس روش پایه‌ی طراحی بر مبنای بار استاتیکی معادل در آیین‌نامه‌های موجود قرار گرفت. تحقیقات وسیع انجام شده در زمینه‌ی مهندسی زلزله در سال‌های اخیر، روشن‌گر نقاط ضعف و کاستی‌های روش طراحی بر مبنای بار استاتیکی معادل را روشن کرده است^[۲۶، ۲۷]. کاستی‌های روش بار استاتیکی معادل و همچنین پیشرفت‌های وسیع در زمینه‌ی دانش تجربی و امکانات محاسباتی، محققین را به ارائه‌ی روش‌هایی سازگارتر برای طراحی لرزه‌ی واداشته است^[۲۶]. به طور مثال، روش «طراحی براساس عملکرد» مقبولیت بیشتری نزد متخصصین این رشته پیدا کرده است^[۲۶]. روش بار فراینده‌ی استاتیکی و دینامیکی نیز به تدریج در کارهای مهندسی متداول شده‌اند. در تحقیق حاضر روشی جدید برای ارزیابی و طراحی لرزه‌ی سازه‌ها به نام «روش زمان دوام»^[۲۷] به منظور تحلیل مخازن معرفی می‌شود. در بخش‌های بعدی این مقاله نیز عملکرد روش یادشده برای مخازن فولادی در مقایسه با روش استاتیکی بررسی شده است.

مفهوم زمان دوام

ایده‌ی روش زمان دوام را می‌توان به سادگی با یک آزمایش فرضی توضیح داد. فرض کنید می‌خواهیم عملکرد لرزه‌ی ۳ سازه‌ی مختلف با مقاومت جانبی و مشخصات دینامیکی ناشناخته را ارزیابی کنیم (شکل ۲). هر سه سازه را روی میز لرزان وصل می‌کنیم و با وارد کردن یک تابع شتاب تصادفی که شدت آن به تدریج افزایش می‌یابد آزمایش را شروع می‌کنیم. ابتدا (مثلاً تا ثانیه‌ی پنجم آزمایش) شدت نوسان میز کم است و هر سه سازه پایدارند. با افزایش نوسان تدریجاً به مرحله‌ی می‌رسیم که اولین سازه دچار خرابی می‌شود. در این مثال فرض کنید سازه‌ی ۱ در ثانیه‌ی دهم دچار خرابی شده باشد. با ادامه‌ی افزایش شدت نوسانات، فرض می‌شود سازه‌ی بعدی (سازه‌ی ۳) در ثانیه‌ی بیستم دچار خرابی شده و نهایتاً سازه‌ی سوم نیز در شدت نوسان بالاتر (و زمان دیرتر) خراب می‌شود. حال براساس این آزمایش فرضی می‌توان قضاوت کرد که سازه‌ی ۲ که دوام بیشتری داشته از عملکرد لرزه‌ی بهتری برخوردار است، و سازه‌ی ۱ که زودتر از سایر سازه‌ها دچار خرابی شده عملکرد ضعیف‌تری داشته است^[۲۶].

در این ارزیابی معیار سنجش بر مبنای زمان دوام سازه در مقابل تابع شتاب اعمال شده تعیین می‌شود و پارامترهایی نظیر سختی و مقاومت جانبی، پرود نوسان و



شکل ۸. طیف پاسخ $ETA_{20} a_{0.3}$ در زمان‌های مختلف.

استاندارد 2800° برای خاک نوع II و شتاب مبنای $g/0.35$ در نظر گرفته شده است.

هم‌پایه کردن توابع شتاب

بر مبنای بند ۲-۵-۳ آیین‌نامه‌ی زلزله، مقادیر به‌دست آمده از تحلیل دینامیکی باید هم‌پایه شود به این معنی که برش پایه‌ی بیشینه در حالت دینامیکی برابر با برش پایه در حالت استاتیکی شود. بنابراین مقادیر به دست آمده از تحلیل دینامیکی خطی در نسبت برش پایه‌ی استاتیکی به برش پایه‌ی بیشینه‌ی دینامیکی ضرب می‌شود. اگرچه بیشتر دانشمندان بر این باورند که هیچ پایه‌ی نظری برای این کار وجود ندارد، برای این که بارگذاری زلزله و تحلیل دینامیکی آیین‌نامه‌ی مورد نظر را ارضا کند این دیدگاه پذیرفته می‌شود تا زمانی که روشی منطقی ارائه شود. به دلیل کالیبره شدن شتاب‌های مورد استفاده بر اساس آیین‌نامه، می‌توانیم نتایج حاصل از تحلیل را با نسبت برش پایه‌ی استاتیکی به برش پایه در حالت تحلیل طیفی هم‌پایه کنیم [۲۶-۲۸].

روش تحلیل

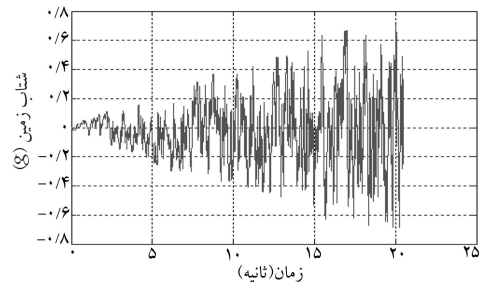
برای ارزیابی رفتار سازه با روش زمان دوام، ابتدا سازه‌ی مورد نظر را به روش استاتیکی تحلیل و طراحی کرده و مقدار برش پایه را به دست می‌آوریم، سپس سازه را با توجه به طیف آیین‌نامه‌ی تحلیل طیفی کرده و مقدار برش پایه را به دست آورده و ضریب γ را از رابطه‌ی ۸ به دست می‌آوریم [۲۶، ۲۷].

$$\gamma = \frac{V_{Static}^B}{V_{Spectrum}^B} \quad (8)$$

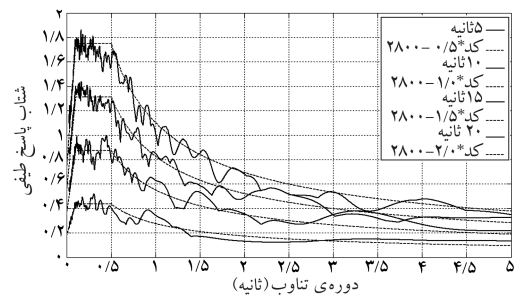
در مرحله‌ی بعد سازه‌ی مورد نظر را تحت شتاب‌نگاشت‌های کالیبره شده قرار داده و نتایج با ضریب γ هم‌پایه می‌شوند. سپس دو شاخص خرابی (تغییر مکان‌های نسبی و تنش‌های داخلی اعضا) را برحسب زمان رسم می‌کنیم. اگر مقادیر مجاز آیین‌نامه را به عنوان حد خرابی در نظر بگیریم، زمانی را که شاخص‌های خرابی به این حد می‌رسند به دست آورده و با زمان مینا مقایسه می‌کنیم. اگر زمان دوام سازه بیشتر از زمان مینا باشد، سازه قوی‌تر از حد مورد نیاز است؛ اگر کم‌تر از زمان مینا باشد سازه ضعیف‌تر، و اگر تقریباً برابر با زمان مینا باشد سازه‌ی مورد نظر استاندارد خواهد بود.

مخازن مدل‌سازی شده

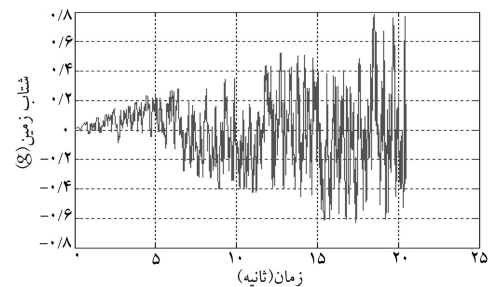
در این بخش ابتدا مشخصات مخزن مدل‌شده (که از مخازن موجود است) که از طریق آیین‌نامه‌ی API طراحی شده بیان، و سپس تحت آنالیزهای استاتیکی، مودال و طیفی قرار گرفته است. در مرحله‌ی بعد برای اطمینان از صحت مدل‌سازی، نتایج به



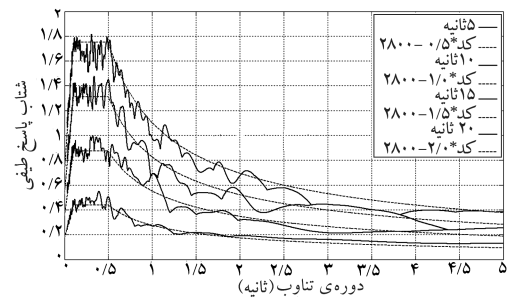
شکل ۳. تاریخچه‌ی زمانی شتاب‌نگاشت $ETA_{20} a_{0.1}$ ($PGA = 0.71g$).



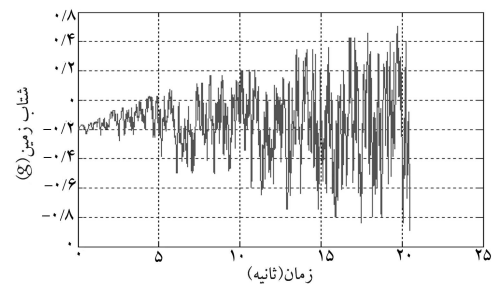
شکل ۴. طیف پاسخ $ETA_{20} a_{0.1}$ در زمان‌های مختلف.



شکل ۵. تاریخچه‌ی زمانی شتاب‌نگاشت $ETA_{20} a_{0.2}$ ($PGA = 0.71g$).



شکل ۶. طیف پاسخ $ETA_{20} a_{0.2}$ در زمان‌های مختلف.



شکل ۷. تاریخچه‌ی زمانی شتاب‌نگاشت $ETA_{20} a_{0.3}$ ($PGA = 0.71g$).

دست آمده با کار سایر محققین مقایسه شده‌اند. همچنین تأثیر پارامترهای مختلف بر روی فرکانس‌های ارتعاشی سیستم مورد بررسی و ارزیابی قرار گرفته‌اند. در پایان برای شناخت رفتار پاسخ تحت آنالیز تاریخیچه‌ی زمانی هفت رکورد زلزله با مشخصات معلوم واقع شده تا نحوه‌ی رفتار و پاسخ مخزن به زلزله‌ی مذکور روشن شود. این مسئله صرفاً مقدماتی است بر کاربرد روش زمان دوام در این زمینه، که در ادامه نتایج آن به‌طور کامل آورده شده است.

با نتایج مراجع مقایسه‌شونده سازد. سیال درون مخزن، سوختی با جرم حجمی مشخص‌شده در مدارک فنی است. درمورد گرانروی چنین مایعاتی باید گفت که به‌طور کلی با افزایش جرم مخصوص آنها، بر مقدار گرانروی افزوده می‌شود. همچنین با افزایش دما از گرانروی کاسته می‌شود. یادآور می‌شود که حساسیت نتایج حاصل به مقادیر مدول بالک و گرانروی بسیار اندک تشخیص داده شد.

مدل‌سازی دو بعدی

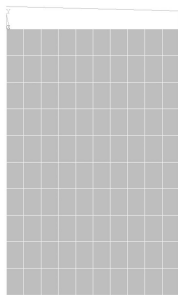
مدل اجزاء محدود مسئله‌ی دوبعدی در شکل ۱۰ نشان داده شده است. از المان متقارن محوری هارمونیک SHELL6۱، برای مدل‌سازی کف، جداره و سقف مخزن استفاده شده، و المان متقارن محوری هارمونیک FLUID8۱ نیز برای مدل‌سازی سیال به کار گرفته شده است.

تمام گره‌های سیال در مرزهای تماس با مخزن از سیستم گرهی بدنه‌ی مخزن مستقل‌اند، ولی در این مرزها هر یک از گره‌های سیال دقیقاً با یکی از گره‌های مخزن در یک موقعیت مکانی قرار دارند. تنها قید اعمال‌شده در رابطه با تماس سیال و مخزن این است که درجات آزادی نرمال بر سطح تماس در سیال و مخزن با همدیگر جفت شده‌اند؛ در نتیجه سیال برای حرکت مماسی نسبت به مخزن آزاد است. چون در آنالیز مودال از چگالش ماتریس‌ها استفاده شده، یا به عبارت دیگر تحلیل مودال به روش کاهش یافته انجام شده، انتخاب یکسری از درجات آزادی به‌عنوان $MDOF$ ضروری است. درجات آزادی افقی (جهت X) کلیه گره‌های جداره‌ی مخزن به همراه درجات آزادی قائم (جهت Y) تمام گره‌های سطح آزاد سیال به‌عنوان $MDOF$ معرفی شده‌اند. همچنین به‌منظور دقت بیشتر مسئله، درجات آزادی افقی و قائم (جهت Y و Z) کلیه گره‌های جداره‌ی مخزن نیز به‌عنوان $MDOF$ معرفی شده‌اند. کلیه درجات آزادی گره‌های کف مخزن بسته می‌شود، یعنی اتصال مخزن به پی به‌صورت مهار شده و صلب است.

مدل‌سازی سه بعدی

از المان SHELL6۳ برنامه‌ی ANSYS ۵/۴ برای مدل‌سازی کف و جداره‌ی مخزن، و از المان FLUID ۸۰ برنامه‌ی مذکور نیز برای مدل‌سازی سیال استفاده شده است. SHELL6۳ المان چهارگره‌ی با درجات آزادی UX ، UY ، UZ ، $ROTX$ ، $ROTY$ ، $ROTZ$ است که قابل تبدیل به المان سه‌گره‌ی مثلثی نیز هست. FLUID 80 نیز المان مکعبی هشت‌گره‌ی با درجات آزادی UX و UY و UZ است [۳۱].

مدل سه‌بعدی مش‌بندی شده‌ی مخزن و سیال در شکل ۱۱ نشان داده شده است. با توجه به حساسیت المان‌های سیال به فرم مش‌بندی، استفاده از گزینه‌های تولید خودکار مش برنامه‌ی ANSYS میسر نبود. به‌عبارت دیگر این مشکل وجود



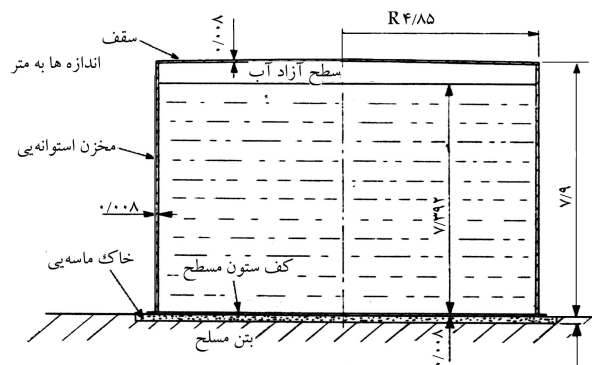
شکل ۱۰. مدل‌سازی دوبعدی مخزن مورد بررسی در نرم‌افزار ANSYS.

انتخاب مشخصات عددی مسئله

مشخصات هندسی. در تحلیل‌های انجام‌شده، صرف‌نظر از تغییراتی که به‌منظور مطالعات پارامتریک در بعضی مشخصات مانند عمق سیال درون مخزن و ضخامت جداره داده شده است، کلاً از یک مدل مخزن استفاده شده که هر دو روزمینی و از جنس فولادند. این مخزن ذخیره‌ی آب (شکل ۹) توسط سایر محققین نیز مورد تحلیل واقع شده است. از مقایسه‌ی نتایج حاصل برای این مدل با نتایج تحقیقات قبلی [۲۹، ۱۵، ۳۰]، دقت مدل‌سازی ارزیابی می‌شود. این مخزن از لحاظ نسبت ابعاد یک مخزن متوسط، و در مقایسه با مدل بعدی یک مخزن بلند است و به‌عنوان مدل A نام‌گذاری می‌شود. حجم سیال در مدل حدود ۹۰٪ گنجایش مخزن است. جدول ۲ مشخصات هندسی مدل و جدول ۳ خواص مصالح مدل را بیان می‌کند.

مشخصات مصالح. المان‌های سیال مورد استفاده تراکم‌پذیر و لزج‌اند و خواص مورد نیاز آنها برای تحلیل عبارت‌اند از: جرم حجمی، مدول بالک و گرانروی (ویسکوزیته). المان‌های مخزن نیز از نوع پوسته‌اند، و خواص مورد نیاز آنها در تحلیل عبارت‌اند از: جرم حجمی، مدول کشسانی یا نگ و نسبت پواسون.

در مدل A از خواص مصالحی استفاده شده که نتایج حاصل را قابل قیاس



شکل ۹. شکل ظاهری و هندسه‌ی مدل مخزن A.

جدول ۲. مشخصات هندسی مدل‌ها.

مدل	ارتفاع جداره H_t (m)	ارتفاع سیال H (m)	ارتفاع سقف H_{roof} (m)	شعاع مخزن R (m)	ضخامت جداره t (mm)
A	۷٫۹	۷٫۳۹۲	۸٫۰۲۳	۴٫۸۵	۸

جدول ۳. خواص مصالح مدل.

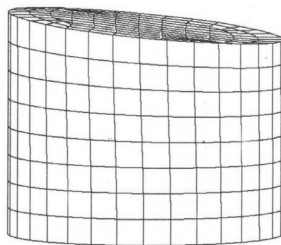
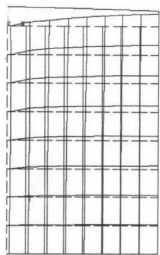
مدل	سیال درون مخزن		فولاد	
	مدول بالک (GPa)	جرم حجمی (kg/m^3)	مدول کشسانی (GPa)	جرم حجمی (kg/m^3)
A	۲۷۰۷	۱۰۰۰	۲۰۴	۷۸۰۰
		نسبت پواسون		
		۰٫۲۷		۰٫۲۷

ارتعاشی جداره، $Sa_{0.1}$ شتاب طیف پاسخ متناظر با $m_{0.1}, f_{0.1}$ جرم مؤثر ضربانی، Q برش پایه و M لنگر واژگونی.

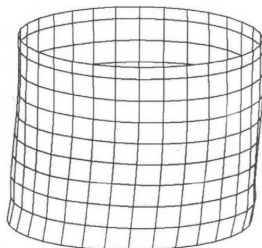
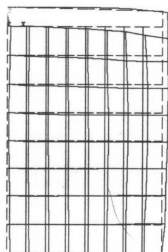
مود متناظر با $f_{0.1}$ از ضریب شرکت پذیری بالای آن قابل تشخیص است. اثر سایر مودهای درگیر ارتعاشی جداره در نیروهای عکس‌العمل، به غیر از این مود اصلی، ناچیز و قابل صرف‌نظر تشخیص داده شد. از جدول ۴ ملاحظه می‌شود که f_1 به دست آمده از مدل سه‌بعدی دقیقاً با مقادیر به دست آمده در دیگر پژوهش‌ها هم‌خوانی دارد و اختلاف مقدار به دست آمده از مدل متقارن محوری هارمونیک نیز حدود ۷٪ است. گرچه ضریب شرکت پذیری مود اصلی نوسان مابعد مقدار قابل توجهی است (این مود در کل نیز مود اصلی ارتعاشی سیستم است)، با توجه به ناچیز بودن مقدار طیفی متناظر با آن، تأثیرش در تنش‌ها و نیروهای جداره و کف مخزن بسیار ناچیز و قابل اغماض است. تغییرشکل در این مود در مدل سه‌بعدی در شکل ۱۲ نشان داده شده است. شکل ۱۳ نیز شکل مود اصلی درگیر ارتعاشی جداره را نشان می‌دهد.

جدول ۴. مقایسه‌ی نتایج تحلیل طیفی برای مدل A.

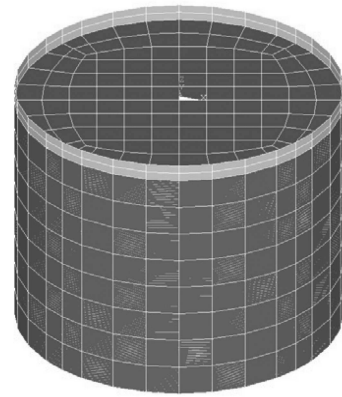
پارامتر	مراجع [۱۶ و ۲۹]	مدل دو بعدی (متقارن محوری)	مدل سه‌بعدی	مدل سه‌بعدی با روش CQC	مدل سه‌بعدی با روش SRSS
$f_1(Hz)$	۰٫۳۰	۰٫۲۷۶۴	۰٫۲۹۹۶	۰٫۲۹۹۶	۰٫۲۹۹۶
$Sa_1(g)$	۰٫۲۴۷۰	۰٫۲۳۳۹	۰٫۲۴۶۸	۰٫۲۴۶۸	۰٫۲۴۶۸
$\%m_1$	۲۸	۲۴٫۵۵	۲۹٫۱۶	۲۹٫۱۶	۲۹٫۱۶
$f_{0.1}(Hz)$	۱۲٫۵	۱۲٫۵۲۳۷	۱۲٫۶۱۹۳	۱۲٫۶۱۹۳	۱۲٫۶۱۹۳
$Sa_{0.1}(g)$	۰٫۷۷	۰٫۷۶۹۲	۰٫۷۶۶۰	۰٫۷۶۶۰	۰٫۷۶۶۰
$\%m_{0.1}$	۷۲	۷۰٫۶۶	۶۶٫۸۱	۶۶٫۸۱	۶۶٫۸۱
$F_x(MN)$	۳٫۲۶۷	۳٫۰۳۴	۳٫۲۴۷۹	۳٫۲۴۷۹	۳٫۲۴۷۹
$M_y(MN - m)$	۱۰٫۲۵۴	۸٫۶۲۵	۸٫۵۶۳۸	۸٫۵۶۳۸	۸٫۵۶۳۸



شکل ۱۲. شکل مود اصلی نوسانی در مدل سه‌بعدی و مدل دو بعدی متقارن محوری هارمونیک.



شکل ۱۳. شکل مود اصلی درگیر جداره در مدل سه‌بعدی و مدل دو بعدی متقارن محوری هارمونیک.



شکل ۱۱. مدل‌سازی سه‌بعدی مخزن مورد بررسی در نرم‌افزار ANSYS.

داشت که باید مقطع دایره‌ی محتویات مخزن طوری مش‌بندی شود که المان‌های سیال کم‌ترین انحراف را از فرم مکعبی داشته باشند و در ضمن در لبه‌ی جداره با گره‌های المان پوسته هماهنگ باشند.

تمام گره‌های سیال در مرزهای تماس با مخزن از سیستم گره‌ی بدنه‌ی مخزن مستقل‌اند، و در مرزهای تماس هریک از گره‌های سیال با یکی از گره‌های مخزن در یک موقعیت مکانی قرار دارند. تغییر مکان هر گره سیال در جهت عمود بر سطح، باید با تغییر مکان گره متناظر جداره یا کف مخزن مساوی قرار داده می‌شود. ممکن است حرکت نسبی مماسی بین سیال و جداره یا سیال و کف اتفاق بیفتد. در کف، چنین شرایطی به‌سادگی و با تزویج تغییر مکان قائم بین گره‌های سیال و گره‌های متناظر کف مخزن ایجاد شد. برای جداره‌ی استوانه‌ی باید معادلات قیدی بین جابه‌جایی X و Y (جهت‌های افقی) گره‌های سیال و جداره طوری نوشته می‌شود که جابه‌جایی شعاعی نسبی صفر شود. با توجه به شکل ۷-۷ این معادلات برای هر گره به صورت رابطه‌ی ۹ است.

$$U_{TF} = U_{TW} \Rightarrow$$

$$U_{xF} \cos \alpha + U_{yF} \sin \alpha =$$

$$U_{xW} \cos \alpha + U_{yW} \sin \alpha$$

(۹)

اندیس F نمایان‌گر گره مربوط به سیال و اندیس W مربوط به جداره است.

مقایسه‌ی نتایج به دست آمده با نتایج سایر محققان

در این تحلیل از طیف پاسخ شتاب آیین‌نامه‌ی ۲۸۰۰ برای خاک نوع II که با فرض میرایی ۵٪ به دست آمده، استفاده شده است. از این طیف برای تحلیل طیفی مدل A استفاده شد و نتایج حاصله با نتایج کار سایر محققین مقایسه شد [۳۰، ۲۹، ۱۵]. مقادیر به دست آمده برای فرکانس مود اصلی نوسان سطح آب و جرم مؤثر مودی در این مود با مقادیر ارائه شده توسط هاووزنر و هانور مقایسه شد. از هر دو مدل متقارن محوری هارمونیک و سه‌بعدی در این ارزیابی استفاده شده است. برای برقراری شرایط مقایسه، مدل‌ها مهارشده فرض شده‌اند و در مدل متقارن محوری هارمونیک فقط از مودهای $\cos \theta$ استفاده شده است.

خلاصه‌ی نتایج حاصل از تحلیل طیفی در جدول ۴ ارائه شده است. پارامترهای نام برده شده در این جدول عبارت‌اند از: f_1 فرکانس مود اصلی نوسان مابعد، Sa_1 شتاب طیف پاسخ متناظر با $f_{0.1}$ ، $m_{0.1}$ جرم مؤثر نوسانی، $f_{0.1}$ فرکانس مود اصلی درگیر

جرم‌های مؤثر نوسانی و ضربانی از مدل دوجرمی هاووزنر است که با جرم‌های مؤثر دو مود غالب تحلیلی ارائه شده در اینجا قابل مقایسه است. چون مدل هاووزنر ۲ درجه آزادی دارد، مجموع این جرم‌ها ۱۰۰ درصد کل جرم سیستم را شامل می‌شوند ولی در مدل‌های تحلیلی -- به خصوص مدل سه‌بعدی -- به دلیل وجود موده‌های ارتعاشی بالاتر، این‌گونه نیست. طبق بررسی‌های انجام‌شده^[۲۲]، برای بیشتر مخازن معمول ($0/3 < H/R < 3$)، جرم مؤثر موده‌های اول نوسانی و ضربانی در مجموع ۸۵ تا ۹۸ درصد جرم کل را شامل می‌شوند. باقی‌مانده‌ی جرم برای مخازن بلند ($H/R > 1$) عمدتاً در موده‌های بالاتر ضربانی، و برای مخازن عرضی ($H/R < 1$) عمدتاً در موده‌های بالاتر نوسانی شرکت می‌کند. در تحلیل انجام‌شده بر روی مدل مخزن A (که طبق تعریف بالا یک مخزن بلند محسوب می‌شود) مشخص شد که در مدل متقارن محوری هارمونیک از ۰.۵٪ جرم مؤثر باقی‌مانده، ۱.۵٪ در موده‌های بالاتر نوسانی و ۳.۵٪ در موده‌های بالاتر ضربانی شرکت کرده است. در مدل سه‌بعدی نیز از ۰.۴٪ جرم مؤثر باقی‌مانده، ۱٪ در موده‌های بالاتر نوسانی و ۳٪ در موده‌های بالاتر ضربانی شرکت کرده است. بدین ترتیب یافته‌های تحلیلی ما با یافته‌های محققین پیشین^[۲۲] کاملاً مطابقت دارد.

در مورد پارامترهای مربوط به مود اصلی درگیر ارتعاشی جداره (ضربانی)، چنان که در جدول ۴ ملاحظه می‌شود، مقادیر به دست آمده از تحلیل مدل متقارن محوری هارمونیک با تحقیقات مرجع همخوانی قابل قبولی دارند، ولی فرکانس به دست آمده از مدل سه‌بعدی نسبت به مدل متقارن محوری هارمونیک و مرجع مقایسه اندکی بزرگ‌ترند. همچنین شکل مود اصلی درگیر ارتعاشی جداره در مدل سه‌بعدی با مدل متقارن محوری هارمونیک کمی تفاوت دارد. دلیل این تفاوت را می‌توان چنین ذکر کرد.

چنان که سایر محققین نیز اشاره کرده‌اند^[۲۳،۲۲،۲۹]، تنش‌های حلقوی اولیه ناشی از فشار هیدروستاتیک بر روی مشخصات ارتعاشی جداره‌ی مخزن اثر گذاشته، باعث افزایش فرکانس موده‌های درگیر مخزن -- نسبت به حالتی که در آن این تنش‌ها لحاظ نمی‌شوند -- خواهد شد (البته این افزایش در مخازن بلند و موده‌های $Cosn\theta$ چشم‌گیرتر است). در مدل متقارن محوری هارمونیک قبل از تحلیل الگوی تغییر شکل $Cosn\theta$ به مدل دیکته می‌شود و لذا الگوی تغییر شکل ناشی از فشار هیدروستاتیک که یک الگوی متقارن مرکزی است ($n = 0$)، فرصت خودنمایی ندارد. ولی در مدل سه‌بعدی با توجه به این که برای عملکرد صحیح المان‌های مابع، همواره باید شتاب قائم نقل را وارد کرد، فشار هیدروستاتیک و تنش‌های حلقوی اولیه ناشی از آن تأثیرگذارند که موجب بالا رفتن فرکانس مود اصلی درگیر ارتعاشی جداره‌ی مخزن می‌شود و الگوی تغییر شکل در این مود با شکل مودی $Cos\theta$ یکسان نخواهد بود. چنان که در شکل ۱۳ مشاهده می‌شود، شکل مود اصلی درگیر ارتعاشی جداره‌ی مخزن در مدل سه‌بعدی، ترکیبی از مود $Cos\theta$ و مود تغییر شکل استاتیکی مخزن است. خلاصه این که مطالب عنوان شده در بالا ضمن تأیید نتایج ارائه شده از مدل‌سازی، اهمیت در نظر گرفتن شرایط اولیه‌ی ناشی از فشار هیدروستاتیک را که در مدل‌های مکانیکی معادل معمولاً لحاظ نمی‌شود، یادآور می‌شود.

بررسی روش زمان دوام بر روی مخازن مدل‌شده

در این بخش به بررسی اثر روش زمان دوام بر روی مخازن فولادی مدل‌شده و نتایج به دست آمده از تحلیل‌های تاریخچه‌ی زمانی مربوط به این روش خواهیم پرداخت. نتایج حاصل از این بررسی با آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ی مخازن API و AWWA مقایسه می‌شوند.

نتایج و منحنی‌های به دست آمده

در ابتدا با توجه به آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ی مخازن API و AWWA و با داشتن مشخصات مخازن، اقدام به محاسبه‌ی لنگر و برش پایه و تنش موجود در مخازن طراحی شده می‌کنیم. با توجه به مشخصات هندسی مخزن در مدل A داریم:

$$\left. \begin{aligned} R &= 4,85m \\ H &= 7,392m \end{aligned} \right\} \Rightarrow \frac{D}{H} = \frac{2 \times 4,85}{7,392} = 1,3122$$

با استفاده از نمودارهای ارائه‌شده در آیین‌نامه‌های API و AWWA داریم:

API code :

$$\overline{Graph} \left\{ \begin{aligned} \frac{X_1}{H} &= 0,38 \rightarrow X_1 = 2,809m \\ \frac{X_2}{H} &= 0,68 \rightarrow X_2 = 5,027m \end{aligned} \right.$$

$$\rho_{Steel} = 7800 \frac{kg}{m^3}, \quad \rho_{Fluid} = 1000 \frac{kg}{m^3}$$

$$H_t = 7,9m, \quad t = 0,08m$$

حال به محاسبه‌ی وزن سیال درون مخزن، وزن کف مخزن و وزن جداره‌ی مخزن می‌پردازیم:

$$W_{Fluid} = (\pi R^2 \times H \times \rho_{Fluid}) \times 9,81 = 5358760,11N$$

$$W_{Bottom} = (\pi R^2 \times t \times \rho_{Steel}) \times 9,81 = 45236,29N$$

$$W_{Steel} = (2\pi R \times t \times H_t \times \rho_{Steel}) \times 9,81 = 147367,70N$$

$$W_T = W_{Fluid} + W_{Bottom} + W_{Steel} = 5551364,10N$$

با استفاده از نمودارهای ارائه‌شده در آیین‌نامه‌های API و AWWA داریم:

$$\overline{Graph} \left\{ \begin{aligned} \frac{W_1}{W_T} &= 0,67 \rightarrow W_1 = 3719414N \\ \frac{W_2}{W_T} &= 0,33 \rightarrow W_2 = 1831950N \end{aligned} \right.$$

$$\overline{Graph} K = 0,59 \rightarrow T = K(D)^{0,5} = 3,328$$

$$T < 4,5 \rightarrow C_1 = \frac{0,75S}{T} = 0,27, C_2 = 0,6$$

لنگر واژگونی در کف مخزن مطابق آیین‌نامه‌ی API برابر است با:

$$M = ZI(C_1W_SX_S + C_1W_1X_1 + C_2W_2X_2) \quad (10)$$

$$= 3187749,91N - m$$

برش پایه در کف مخزن مطابق آیین‌نامه‌ی API برابر است با:

$$V = ZI(C_1W_S + C_1W_1 + C_2W_2) = 985402,07N \quad (11)$$

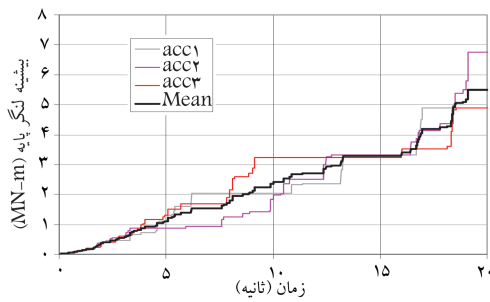
اضافه‌تنش محوری ایجادشده در جداره‌ی مخزن مطابق آیین‌نامه‌ی API برابر است با:

$$b = \frac{1,273M}{D^2} = 43129 \frac{N}{m} \rightarrow \Delta\sigma_a$$

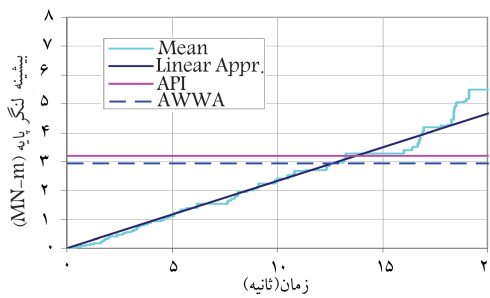
$$= \frac{b}{1000t} = 5,3911 \frac{N}{m^2} = 54,955 \frac{kg}{cm^2}$$

AWWA code :

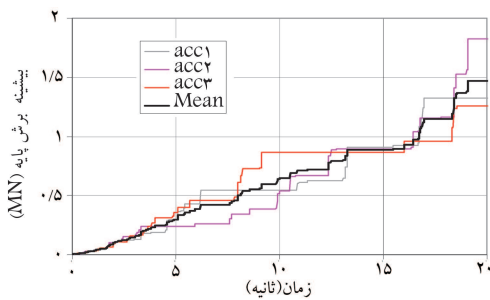
$$T < 4,5 \rightarrow C_1 = \frac{1}{6T} = 0,050, \quad R_w = 4,5 \quad (12)$$



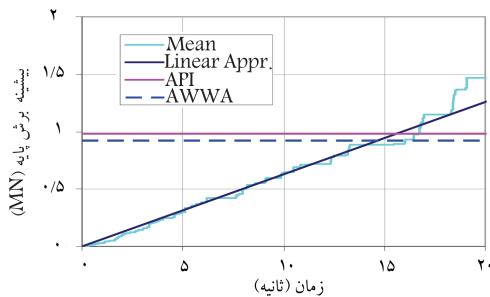
شکل ۱۴. تاریخچه‌ی زمانی منحنی‌های بیشینه‌ی لنگر پایه در سه رکورد روش زمان دوام و منحنی میانگین آنها در مدل A.



شکل ۱۵. تاریخچه‌ی زمانی منحنی میانگین لنگر پایه و تقریب خطی منحنی میانگین و مقادیر پیش بینی شده توسط آیین‌نامه‌های API و AWWA در مدل A.



شکل ۱۶. تاریخچه‌ی زمانی منحنی‌های بیشینه‌ی برش پایه در سه رکورد روش زمان دوام و منحنی میانگین آنها در مدل A.



شکل ۱۷. تاریخچه‌ی زمانی منحنی میانگین برش پایه و تقریب خطی منحنی میانگین و مقادیر پیش بینی شده توسط آیین‌نامه‌های API و AWWA در مدل A.

شده است. یکی از دلایلی که ضخامت بیشتر مخازن بیش از مقدار آیین‌نامه‌یی و کمینه‌های لازم است مسئله‌ی خوردگی در جداری مخازن است که ضخامت مخزن را ۱ تا ۲ میلی‌متر بیش از مقدار واقعی می‌گیرند که این امر منجر به کاهش تنش‌ها می‌شود.

لنگر واژگونی در کف مخزن مطابق آیین‌نامه‌ی AWWA برابر است با:

$$M = \frac{18ZI}{R_w} (0.14(W_S X_S + W_1 X_1) + SC_1 W_2 X_2) = 2936500.15 N - m \quad (13)$$

برش پایه در کف مخزن مطابق آیین‌نامه‌ی AWWA برابر است با:

$$V = \frac{18ZI}{R_w} (0.14(W_S + W_f + W_1) + SC_1 W_2) = 920869.23 N \quad (14)$$

اضافه تنش محوری ایجاد شده در جداری مخزن مطابق آیین‌نامه‌ی AWWA برابر است با:

$$b = \frac{1.273M}{D^2} = 39730 \frac{N}{m} \rightarrow \Delta\sigma_a = \frac{b}{1000t} = 4.9662 \frac{N}{m^2} = 50.624 \frac{kg}{cm^2} d = 7.53D \left[\frac{ZIC_1 S}{R_w} \right] = 0.341m \quad (15)$$

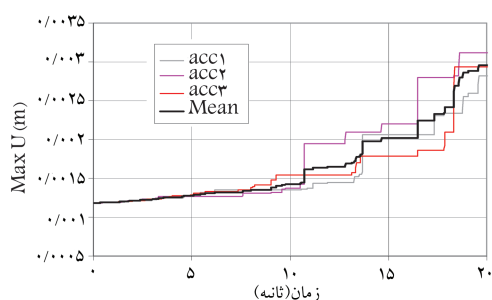
شکل ۱۴ برای مدل A نمودار تاریخچه‌ی زمانی منحنی‌های بیشینه‌ی لنگر پایه تحت اثر رکوردهای روش زمان دوام است که با acc1، acc2، و acc3 نمایش داده شده‌اند. چنان که انتظار می‌رود، این منحنی‌ها از مقدار صفر (در حالت استاتیکی) شروع و با گذشت زمان افزایش می‌یابند، که این امر به دلیل دامنه‌ی افزایشی سه رکورد زمان دوام است. در شکل ۱۵ منحنی میانگین با یک خط تقریب شده‌اند. همچنین مقادیر پیش‌بینی‌شده‌ی آیین‌نامه‌های API و AWWA که در صفحات قبل محاسبه شده‌اند، نیز ترسیم شده‌اند. چنان که مشاهده می‌شود برای مدل A مقدار لنگر پایه‌ی API در ثانیه‌ی ۱۳/۷ و مقدار لنگر پایه‌ی AWWA در ثانیه‌ی ۱۲/۶ با مقدار منحنی میانگین روش ET برابر می‌شوند. لازم به ذکر است که مقادیر آیین‌نامه حداقل لنگری است که باید مخازن مهارشده برای آن طراحی شوند. مقدار این لنگر، چنان که دیدیم، با توجه به خطر لرزه‌خیزی منطقه، نوع خاک، درجه‌ی اهمیت مخزن و هندسه‌ی مخزن برای مخازن مهارشده به دست می‌آید. از دیدگاه دیگر، این مخازن باید تا زمان برخورد با زتاب به دست آمده از روش زمان دوام و خط برگرفته از آیین‌نامه، در برابر رکوردهای روش ET دوام بیاورند. مدل A که یک مخزن بلند محسوب می‌شود، باید کم‌ترین توانایی تحمل لنگر پایه تا حدود ۱۳ ثانیه در مقابل بازتاب میانگین رکوردهای روش ET را داشته باشند.

شکل ۱۶ برای مدل A نشان‌گر تاریخچه‌ی زمانی منحنی‌های بیشینه‌ی برش پایه‌ی ایجادشده در مخازن است، هنگامی که این مخازن تحت اثر رکوردهای روش ET قرار بگیرند. این منحنی‌ها نیز مطابق پیش‌بینی ما از صفر (مقدار استاتیکی) شروع می‌شوند و با گذشت زمان تقریباً به صورت خطی افزایش می‌یابند. برای مدل A، مقدار برش پایه‌ی API در ثانیه‌ی ۱۵/۴ و مقدار برش پایه‌ی AWWA در ثانیه‌ی ۱۴/۳ با مقدار منحنی میانگین روش ET برابر می‌شوند (شکل ۱۷).

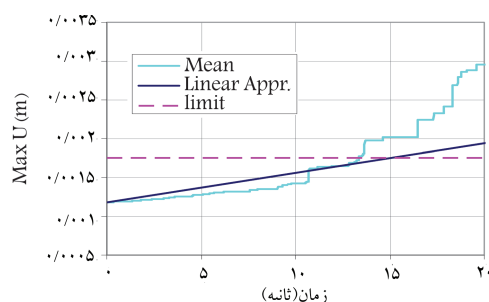
۱۸ و ۱۹ برای مدل A نشان‌گر تاریخچه‌ی زمانی منحنی‌های بیشینه‌ی اضافه تنش فشاری در جداری مخزن است که به علت شتاب زمین در مخازن ایجاد می‌شود. در شکل‌های ۲۰ و ۲۱ برای مدل A نشان‌دهنده‌ی تاریخچه‌ی زمانی منحنی‌های بیشینه‌ی تنش اصلی ایجادشده در جداری مخزن نمایش داده شده‌اند. این منحنی‌ها نیز به صورت قابل قبولی رفتار خطی دارند. آیین‌نامه‌ها مقدار تنش اصلی ایجادشده را تعیین نکرده‌اند، و فقط در بعضی آیین‌نامه‌ها این تنش به 150 kg/cm^2 محدود

برای محدود شدن آن ندارند بلکه فقط ضخامت جداره با کنترل تنش تعیین می‌شود. اما برای مخزن مدل A خط $\frac{\Delta}{H} = 0.001/R_w$ رسم شده است تا درک مناسبی از مقدار جابه‌جایی نسبی ایجاد شده در مخزن شود (شکل ۲۳).

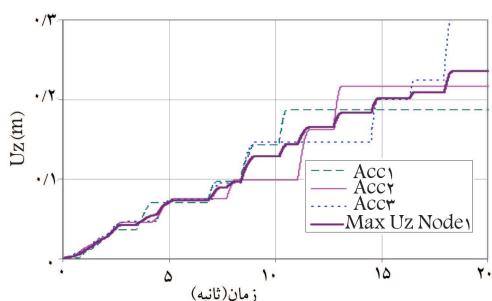
شکل ۲۴ برای مدل A نشان‌گر تاریخچه زمانی بیشترین جابه‌جایی قائم ایجاد شده در گره ۱، که گرهی در سطح سیال و در لبه جداره است، را نشان می‌دهد. آیین‌نامه‌ی API حدی را برای بیشترین ارتفاع امواج سطحی ارائه نمی‌کند اما آیین‌نامه‌ی AWWA بیشینه‌ی ارتفاع امواج سطحی را برابر $d = 7.52D \left[\frac{ZIC_1 S}{R_w} \right]$ بیان می‌کند تا به اندازه‌ی کافی جداره‌ی مخزن بلندتر از بیشینه‌ی سطح سیال داخل آن باشد و در اثر امواج ایجاد شده در زلزله‌ی مخزن سرریز نشود. ارتفاع این امواج در مخزن مدل A برابر $0.341m$ برآورد می‌شوند. چنان‌که ملاحظه می‌شود در رابطه با رکوردهای روش ET در مدل A ارتفاع بیشینه‌ی سیال در طول رکوردها به این مقدار نمی‌رسد و آیین‌نامه در جهت اطمینان عمل کرده است. چنان‌که در شکل ۲۳ مشاهده می‌شود برای مدل A نمودار تاریخچه‌ی زمانی



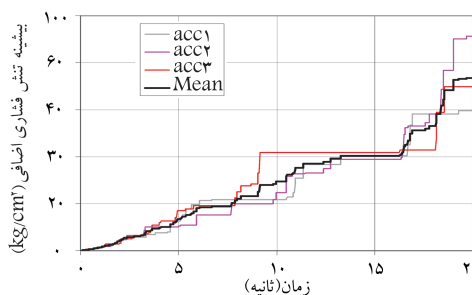
شکل ۲۲. تاریخچه‌ی زمانی منحنی‌های بیشینه‌ی جابه‌جایی افقی در سه رکورد روش زمان دوام و منحنی میانگین آنها در مدل A.



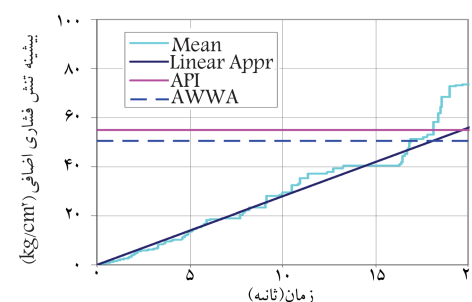
شکل ۲۳. تاریخچه‌ی زمانی منحنی میانگین جابه‌جایی بیشینه‌ی افقی و تقریب خطی منحنی میانگین و مقدار $\Delta = \left(\frac{0.001}{R_w} \right) \times H$ در مدل A.



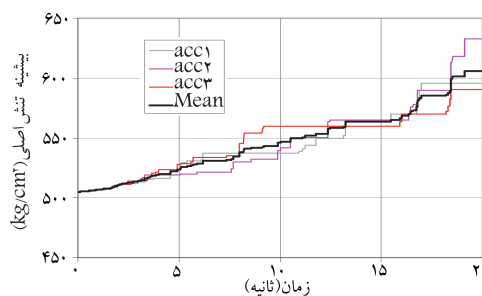
شکل ۲۴. تاریخچه‌ی زمانی منحنی‌های بیشینه‌ی جابه‌جایی قائم ایجاد شده در گره ۱ سطح آب درون مخزن تحت اثر سه رکورد روش زمان دوام و منحنی میانگین آنها در مدل A.



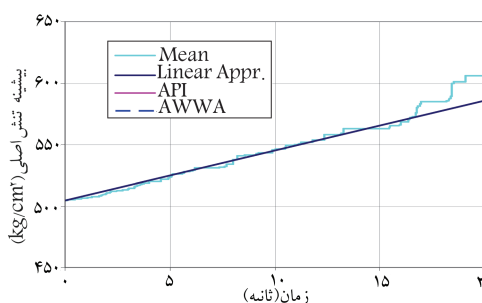
شکل ۱۸. تاریخچه‌ی زمانی منحنی‌های بیشترین اضافه‌تنش فشاری ایجاد شده در مخزن در سه رکورد روش زمان دوام و منحنی میانگین آنها در مدل A.



شکل ۱۹. تاریخچه‌ی زمانی منحنی میانگین اضافه‌تنش فشاری ایجاد شده در مخزن و تقریب خطی منحنی میانگین و مقادیر پیش‌بینی شده توسط آیین‌نامه‌های API و AWWA در مدل A.

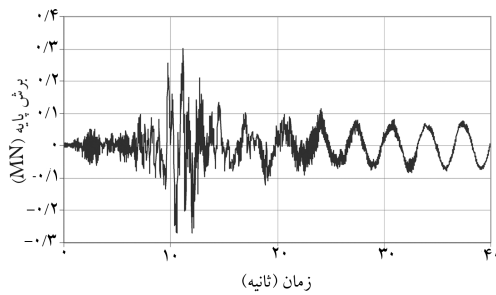


شکل ۲۰. تاریخچه‌ی زمانی منحنی‌های بیشینه‌ی تنش اصلی در سه رکورد روش زمان دوام و منحنی میانگین آنها در مدل A.

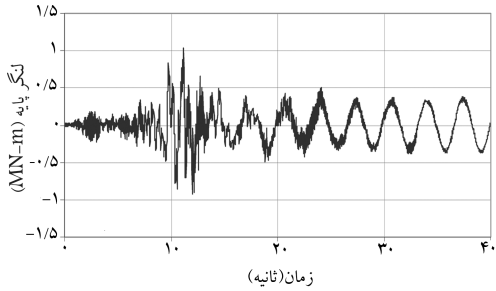


شکل ۲۱. تاریخچه‌ی زمانی منحنی میانگین تنش اصلی و تقریب خطی منحنی میانگین در مدل A.

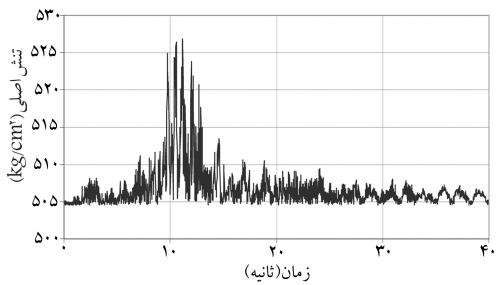
شکل ۲۲. برای مدل A نشان‌گر تاریخچه‌ی زمانی جابه‌جایی بیشینه‌ی افقی در جداره‌ی مخزن است و منحنی بیشینه‌ی آنها را نشان می‌دهد. آیین‌نامه‌های API و AWWA حدودی را برای جابه‌جایی بیشینه‌ی یک مخزن ارائه نکرده‌اند و الزامی



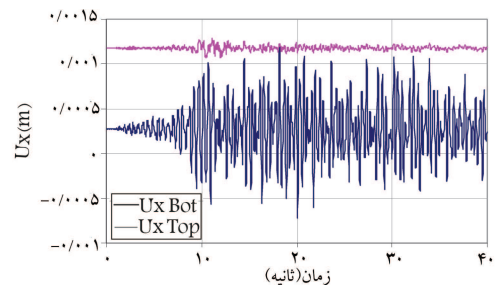
شکل ۲۶. تاریخچه‌ی زمانی برش پایهی ایجاد شده در مخزن تحت اثر رکورد ۱.



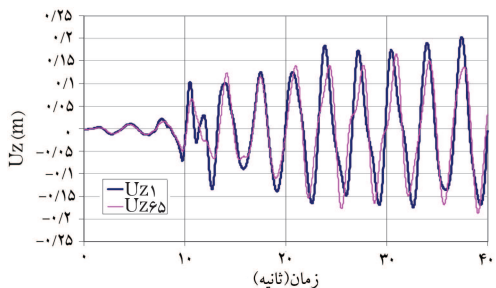
شکل ۲۷. تاریخچه‌ی زمانی لنگر پایهی ایجاد شده در مخزن تحت اثر رکورد ۱.



شکل ۲۸. تاریخچه‌ی زمانی تنش اصلی ایجاد شده در مخزن تحت اثر رکورد ۱.



شکل ۲۹. تاریخچه‌ی زمانی جابه‌جایی بیشینه افقی ایجاد شده در مخزن تحت اثر رکورد ۱.



شکل ۳۰. تاریخچه‌ی زمانی جابه‌جایی قائم ایجاد شده در دو گره ۱ و ۶۵ سطح مایع درون مخزن تحت اثر رکورد ۱.

جابه‌جایی بیشینه‌ی افقی در جدارهی مخزن به صورت غیرخطی است. علت آن است که تا زمانی که دامنه و شدت نوسانات کم است، گره پایینی جدارهی مخزن که تحت تأثیر تنش فشاری هیدروستاتیکی زیادی است بیشترین جابه‌جایی افقی در جدارهی مخزن را داشته است اما با افزایش دامنه و شدت نوسانات گره بالایی جدارهی مخزن که شبیه یک تیر طره عمل می‌کند، بیشترین جابه‌جایی افقی در جدارهی مخزن را دارد. در نتیجه‌ی جابه‌جا شدن گره‌ی با ماکزیمم جابه‌جایی افقی، نمودار حاصله به صورت غیرخطی است و می‌توان برای دقت بیشتر منحنی را با دو خط تقریب زد.

همچنین در شکل ۱۹ نمودار تاریخچه‌ی زمانی منحنی‌های بیشترین اضافه تنش فشاری در جدارهی مخزن رسم شده است که در اینجا نیز تغییرات به صورت غیرخطی است که این امر نیز به علت ایجاد کشش در جدارهی مخزن با افزایش دامنه و شدت نوسانات است.

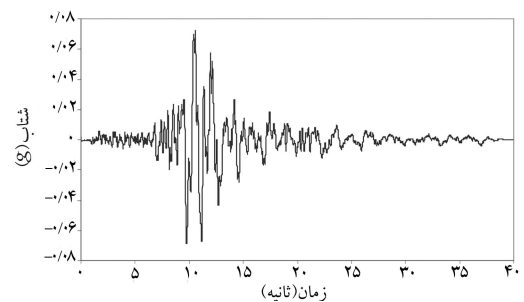
مقایسه‌ی نتایج روش زمان دوام و نتایج به دست آمده از

هفت آنالیز تاریخچه‌ی زمانی با رکوردهای واقعی

در این بخش هفت رکورد زلزله‌ی واقعی که متناسب با خاک نوع II هستند، بر روی مدل A اعمال شده است. مشخصات این زمین‌لرزه‌ها در جدول ۵ و نتایج به دست آمده برای یکی از رکوردها (رکورد ۱) در شکل‌های ۲۵ تا ۳۰ نشان داده شده‌اند. این نتایج در جدول ۶ خلاصه شده‌اند و سپس در جدول ۷ کالیبره و اصلاح شده‌اند. جدول ۷ برای مقایسه‌ی روش زمان دوام و میزان دقت آن با روش تحلیل دینامیکی تاریخچه‌ی زمانی رکوردهای واقعی و روش استاتیکی معادل آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ی مخازن API و AWWA برای مخازن فولادی بسیار قابل استفاده است.

مقادیر بیشینه‌ی منحنی‌های فوق در جدول ۶ خلاصه شده‌اند. همچنین نتایج به دست آمده از روش تحلیل مودال و طیفی به همراه روش زمان دوام که در بخش‌های قبل به دست آمده بودند، مجدداً در اینجا آورده شده است.

در جدول ۸ درصد میزان انحراف روش زمان دوام و آنالیز مودال و آیین‌نامه‌ی AWWA از میانگین روش تاریخچه‌ی زمانی هفت رکورد زلزله واقعی محاسبه شده است. چنان که مشاهده می‌شود، نتایج تحلیل در روش زمان دوام نسبت به آیین‌نامه‌ی AWWA نزدیکی بیشتری با روش تاریخچه‌ی زمانی هفت رکورد واقعی زلزله دارد، که این از مزیت‌های روش زمان دوام به حساب می‌آید. همچنین در این روش می‌توان هر خروجی دلخواهی را در طی زلزله پیش‌بینی کرد که این امر از طریق روش‌های متعارف آیین‌نامه‌ی غیر عملی است.



شکل ۳۵. تاریخچه‌ی زمانی رکورد شماره ۱.

جدول ۵. مشخصات هفت زلزله‌ی متناسب با خاک نوع دو، مورد استفاده در این مقاله.

شماره‌ی زلزله	نام رکورد زلزله	سال وقوع	نام ایستگاه ثبت رکورد	شدت زلزله (ریشتر)	PGA(g)	طول رکورد (ثانیه)	گام زمانی (ثانیه)
رکورد ۱	Loma Prieta	۱۹۸۹	Point Bonita	۷٫۱	۰٫۷۲۸	۴۰	۰٫۰۰۵
رکورد ۲	Northridge	۱۹۹۴	Los Angeles, Wonderland	۶٫۸	۰٫۱۷۲۰	۳۰	۰٫۰۱
رکورد ۳	Landers	۱۹۹۲	Twenty nine Palms Park Maintenance Bldg	۷٫۵	۰٫۸۰۲	۵۰	۰٫۰۲
رکورد ۴	Landers	۱۹۹۲	Amboy	۷٫۵	۰٫۱۴۸۸	۵۰	۰٫۰۲
رکورد ۵	Loma Prieta	۱۹۸۹	South San Francisco, Sierra Point	۷٫۱	۰٫۱۰۴۷	۴۰	۰٫۰۰۵
رکورد ۶	Northridge	۱۹۹۴	Wrightwood, Jackson Flat	۶٫۸	۰٫۵۵۶	۶۰	۰٫۰۱
رکورد ۷	Loma Prieta	۱۹۸۹	Piedmont, Piedmont Jr. High Grounds	۷٫۱	۰٫۸۲۸	۴۰	۰٫۰۰۵

جدول ۶. نتایج به دست آمده از هفت آنالیز تاریخی‌ی زمانی (هفت زلزله‌ی متناسب با خاک نوع دو) و تحلیل مودال و روش زمان دوام.

نام رکورد زلزله	برش پایه (MN)	لنگر پایه (MN - m)	بیشترین تنش فشاری (kg/cm ²)	بیشترین تنش اصلی (kg/cm ²)	بیشترین جابه‌جایی (m)	ماکزیمم ارتفاع موج آب در لبه (m)
رکورد ۱	۰٫۳۰۲۱۲۸	۱٫۰۳۳۸۸۲	۱۸٫۹۱۸۹	۵۲۶٫۸۶۰۸	۰٫۰۰۱۲۱۳	۰٫۲۰۲۹۲
رکورد ۲	۱٫۶۲۶۴۴۸	۵٫۸۶۳۱۴۲	۷۶٫۰۴۹۹	۶۲۳٫۴۹۲۶	۰٫۰۰۴۲۴۱	۰٫۰۷۵۹۲
رکورد ۳	۱٫۴۲۴۹۸۹	۵٫۳۲۴۶۸۳	۵۷٫۷۴۰۶	۶۰۳٫۵۷۸۳	۰٫۰۰۱۶۶۵	۰٫۱۳۰۹۸
رکورد ۴	۱٫۸۴۰۰۳۸	۶٫۷۹۶۸۸۲	۱۰٫۱۵۱۸۱	۶۳۶٫۹۳۱۲	۰٫۰۰۳۴۹۷	۰٫۵۷۸۶۳
رکورد ۵	۰٫۷۵۵۶۱۲	۲٫۶۵۵۷۸۰	۳۰٫۶۱۶۲	۵۵۸٫۶۸۸۴	۰٫۰۰۲۲۰۷	۰٫۰۹۵۱۳۹
رکورد ۶	۰٫۳۵۸۱۱۳	۱٫۲۶۱۶۷۴	۱۹٫۶۱۸۲	۵۲۸٫۵۸۴۷	۰٫۰۰۲۵۵۸	۰٫۰۳۶۳۹
رکورد ۷	۰٫۸۴۹۹۲۸	۳٫۰۶۱۲۲۷	۳۶٫۵۰۷۵	۵۶۱٫۳۶۰۸	۰٫۰۰۲۱۵۸	۰٫۲۰۱۴۵۹
روش آنالیز مودال	۰٫۷۲۱۷۶	۲٫۳۷۴۵	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.
روش زمان دوام در $t = ۱^{\circ}(sec)$	۰٫۶۵۰۶۲	۲٫۳۲۷۷	۳۰٫۴۹۳۶۲	۵۴۶٫۴۴۴۷	۰٫۰۰۱۴۲۱	۰٫۱۳۶۲۰

جدول ۷. مقایسه‌ی روش زمان دوام با روش‌های آیین‌نامه‌ی و روش تاریخی‌ی زمانی هفت زلزله‌ی متناسب با خاک نوع دو و تحلیل مودال.

نام رکورد زلزله	برش پایه (MN)	ضریب اصلاح	لنگر پایه (MN - m)	بیشترین تنش فشاری (kg/cm ²)	بیشترین تنش اصلی (kg/cm ²)	بیشترین جابه‌جایی (m)	ماکزیمم ارتفاع موج آب در لبه (m)
آیین‌نامه‌ی AWWA	۰٫۹۲۰۹	---	۲٫۹۳۶۵	۵۰٫۶۲۴	N.A.	N.A.	۰٫۳۴۱
آیین‌نامه‌ی API	۰٫۹۸۵۴	---	۳٫۱۸۷۷	۵۴٫۹۵۵	N.A.	N.A.	N.A.
رکورد ۱	۰٫۹۲۰۹	۳٫۰۴۸۰	۳٫۱۵۱۳	۵۷٫۶۶۵۷	۵۷۲٫۶۹۶	۰٫۰۰۱۲۸۷	۰٫۶۱۸۵۱
رکورد ۲	۰٫۹۲۰۹	۰٫۵۶۶۲	۳٫۳۱۹۷	۴۳٫۰۵۹۷	۵۷۱٫۸۶۵۶	۰٫۰۰۲۹۱۲	۰٫۰۴۲۹۹
رکورد ۳	۰٫۹۲۰۹	۰٫۶۴۶۳	۳٫۴۴۱۱	۳۷٫۳۱۴۹	۵۶۸٫۵۲۲۵	۰٫۰۰۱۴۹۲	۰٫۰۸۴۶۵
رکورد ۴	۰٫۹۲۰۹	۰٫۵۰۰۵	۳٫۴۰۱۷	۵۰٫۸۰۷۷	۵۷۰٫۷۶۹	۰٫۰۰۲۳۳۸	۰٫۲۸۹۵۹
رکورد ۵	۰٫۹۲۰۹	۱٫۲۱۸۷	۳٫۲۳۶۷	۳۷٫۳۱۳۴	۵۷۰٫۵۴۶۲	۰٫۰۰۲۴۳۲	۰٫۱۱۵۹۵
رکورد ۶	۰٫۹۲۰۹	۲٫۵۷۱۵	۳٫۲۴۴۴	۵۰٫۴۴۸۹	۵۶۶٫۴۶۵۱	۰٫۰۰۴۷۲۸	۰٫۰۹۳۵۷۸
رکورد ۷	۰٫۹۲۰۹	۱٫۰۸۳۵	۳٫۳۱۶۹	۳۹٫۵۵۶۰	۵۶۶٫۱۱۰۵	۰٫۰۰۲۲۴۰	۰٫۲۱۸۲۸
میانگین	۰٫۹۲۰۹	---	۳٫۳۰۱۷	۴۵٫۱۶۶۶	۵۶۹٫۶۸	۰٫۰۰۲۱۱۷	۰٫۲۰۹۱
روش تحلیل مودال	۰٫۹۲۰۹	۱٫۲۷۵۸۴	۲٫۹۰۳۷	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.
روش زمان دوام در $t = ۱^{\circ}(sec)$	۰٫۹۲۰۹	۱٫۴۱۵۴	۳٫۲۹۴۷	۴۳٫۱۶۰۷	۵۶۳٫۸۷۷۴	۰٫۰۰۱۵۲۲	۰٫۱۹۲۸

جدول ۸. درصد میزان انحراف روش زمان دوام و آنالیز مودال و آیین نامه‌ی AWWA از میانگین روش تاریخچه زمانی هفت رکورد زلزله واقعی.

درصد میزان انحراف از میانگین روش تاریخچه زمانی هفت رکورد زلزله	لنگر پایه (%)	تنش فشاری	تنش اصلی	بیشینه جابه‌جایی جداره	بیشینه ارتفاع موج آب در لبه (%)
آیین‌نامه‌ی AWWA	-۱۱٫۰۶۱	+۱۲٫۰۸۳	N.A.	N.A.	+۶۳٫۰۸۰
روش آنالیز مودال	-۱۲٫۰۵۴	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.
روش زمان دوام در $t = ۱^{\circ} \text{ sec}$	+۰٫۲۱۲	-۴٫۴۴۱	-۰٫۹۹۹	-۲۸٫۱۰۶	-۷٫۷۹۵

نتیجه‌گیری

براساس بررسی‌های انجام شده بر روی مدل مخزن، نتایج تحلیل در روش زمان دوام نسبت به روش‌های آیین‌نامه‌یی نزدیکی بیشتری با روش تاریخچه زمانی هفت رکورد واقعی زلزله دارد، که این امر با توجه به ماهیت دینامیکی روش قابل پیش‌بینی است. در روش زمان دوام می‌توان خروجی‌های دلخواه را در طی زلزله پیش‌بینی کرد که این امر از طریق روش‌های آیین‌نامه‌یی دارای محدودیت‌های فراوان و عملاً غیر قابل وصول است.

برش پایه و لنگر پایه‌ی ایجاد شده تحت توابع شتاب زمان دوام مورد بررسی در این تحقیق، طبق انتظار سیر صعودی تقریباً خطی دارند. در روش زمان دوام، برای مخازن فولادی صرف نظر از هندسه‌ی مخزن، برش و لنگر پایه در زمان هدف (ثانیه‌ی دهم) تقریباً برابر مقدار استاتیکی به دست می‌آید. در نتیجه مخازن طراحی

شده با این روش باید توانایی تحمل برش و لنگر پایه (با به‌عبارت دیگر مهارشدگی در برابر برش و لنگر) را تا زمان هدف (ثانیه‌ی دهم در این تحقیق) در برابر رکورد‌های روش زمان دوام داشته باشند.

بیشترین اضافه تنش فشاری ایجاد شده در جداره‌ی مخزن به‌علت بارگذاری دینامیکی زلزله در این روش باید کنترل شود اما به‌علت وجود مسائلی از قبیل خوردگی این ضخامت‌ها معمولاً بیشتر از مقدار واقعی در نظر گرفته می‌شوند. لذا معمولاً اضافه تنش فشاری ایجاد شده در جداره‌ی مخزن کنترل‌کننده نیست.

به نظر می‌رسد کاربرد روش زمان دوام در تحلیل مخازن فولادی، به‌خصوص در هنگامی که اثرات غیرخطی در مدل وارد شده باشند مزایای قابل توجهی را نسبت به روش‌های متعارف ایجاد کند. در هر حال کاربرد عملی این روش در مورد مخازنی که جزو سازه‌های با رفتار پیچیده‌ی دینامیکی اند مستلزم انجام مطالعات گسترده‌تری است.

پانویس

1. endurance Time
2. Euro Code 8
3. Hamdan
4. stress test
5. treadmill

منابع

1. Westergard, H.M. "Water Pressure on Dams during Earthquakes," *Transactions ASCE*, **98**, pp. 418-472, (1933).
2. Hoskins, L.M.; and Jacobsen, L.S. "Water Pressure in a Tank Caused by Simulated Earthquake," *Bulletin of the Seismological Society of America*, **24**, pp. 1-32, (1934).
3. Lamb, H., "Hydrodynamics", 6th Edition, Dover Publications, New York, (1945).
4. Jacobsen, L.S. "Impulsive Hydrodynamics of Fluid inside a Cylindrical Tank and of a Fluid Surrounding a Cylindrical Peir," *Bulletin of the Seismological Society of America*, **39**, pp. 189-204, (1949).
5. Housner, G.W. "Dynamic Pressure on Accelerated Fluid Containers," *Bulletin of the Seismological Society of America*, **47**(1), pp. 15-35, (1957).
6. Housner, G.W. "The Dynamic Behavior of Water Tanks", *Bulletin of the Seismological Society of America*, **53**, pp. 381-387, (1963).

7. Veletsos, A.S.; and Yang, J.Y. "Earthquake Response of Liquid Storage Tanks," *Proceedings of the second Engineering Mechanics Specialty Conference*, ASCE, Raleigh, pp. 1-24, (1977).
8. Haroun, M.A.; and Housner, G.W. "Seismic Design of Liquid-Storage Tanks," *Journal of Technical Councils*, ASCE, **107**(1), pp. 191-207, (1981).
9. Veletsos, A.S. "Seismic Response and Design of Liquid Storage Tanks," *Guidelines for the Seismic Design of Oil and Gas Pipeline Systems*, ASCE, New York, pp. 255-370, (1984).
10. Edwards, N.W. "A Procedure for Dynamic Analysis of Thin Walled Cylindrical Liquid Storage Tanks Subjected to Lateral Ground Motion", PhD Thesis, University of Michigan, Ann Arbor, Michigan, (1969).
11. Balendra, T.; and Nash, W.A. "Earthquake Analysis of a Cylindrical Liquid Storage Tank with a Dome by Finite Elements Method," University of Massachusetts, Amherst, Mass, (1978).
12. Veletsos, A.S. "Seismic Effects in a Flexible Liquid Storage Tanks", *Proceedings of 5th World Conference of Earthquake Engineering*, Rome, Italy, **1**, pp. 630-639, (1974).
13. Clough, R.W., "Experimental Evaluation of Seismic Design Methods for Broad Cylindrical Tanks", University of California, Earthquake Engineering Research Center, Report No. UC/EERC 77-10, (1977).
14. Niwa, A. "Seismic Behavior of Tall Liquid Storage Tanks," University of California, Earthquake Engineering Research Center, Report No. UC/EERC, pp. 78-04, (1978).

15. Haroun, M.A.; and Housner, G.W. "Dynamic Characteristics of Liquid Storage Tanks," *Journal of Engineering Mechanics Division*, **108**, No. EM5, pp. 783-800, (1982).
16. Veletsos, A.S.; and Yang, J.Y. "Rocking Response of Liquid Storage Tanks", *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, **113**(11), pp. 1774-1792, (1987).
17. Malhotra, P.K.; and Veletsos, A.S. "Seismic Response of Unanchored and Partially Anchored Liquid Storage Tanks," *Report TR-105809, Electric Power Research Institute*, Palo Alto, (1995).
18. Malhotra, P.K. "Base Uplifting Analysis of Flexible Supported Liquid-Storage Tanks," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **24**(12), pp. 1591-1607, (1995).
19. Malhotra, P.K., "Seismic Response of Soil-Supported Unanchored Liquid-Storage Tanks," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **123**(4), pp. 440-450 (1997).
20. Malhotra, P.K.; Wenk, T.; and Wieland, M. "Simple Procedure for Seismic Analysis of Liquid-Storage Tanks," *Structural Engineering International*, **10**(3), pp. 197-201, (2000).
21. Bagheri, S. "Seismic analysis of flexible storage tanks", M.S. thesis, Civil Dept., Sharif University of Technology, (2002).
22. Wozniac, R.C.; and Mitchell, W.W. "Basis of Seismic Design Provisions for Welded Steel Oil Storage Tanks," *Proceedings of Refining Department*, API, Washington, D.C., pp. 485-501, (1978).
23. API-650, "Welded Steel Tanks for Oil Storage," API Standard 650, American Petroleum Institute, Washington, D.C., (1998).
24. AWWA-D100, "Welded Steel Tanks for Water Storage," AWWA Standard D100, American Water Works Association, Denever, Colorado, (1996).
25. ASCE, "Guidelines for the Seismic Design of Oil and Gas Pipeline Systems," Technical Council on Lifeline Earthquake Engineering, Committee on Gas an Liquid Fuel Pipelines, ASCE, New York, (1984).
26. Estekanchi, H.E.; Valamanesh, V.; Vafai, A. "Application of Endurance Time Method in Linear Seismic Analysis", *Engineering Structures*, **29**(10), pp. 2551-2562 (2007).
27. Estekanchi, H.E., Vafai, A.; Sadeghazar, M. "Endurance Time method for seismic analysis and design of structures", *Scientia Iranica*, **11**(4), pp. 361-370 (2004).
28. Moghaddam, H.A.; and Estekanchi, H.E. "A Study of Off-Center Bracing Systems," *Journal of Constructional Steel Research*, **51**(2), pp. 177-196 (1999).
29. Haroun, M.A. "Vibration Studies and Tests of Liquid Storage Tanks," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **11**, pp. 179-206, (1983).
30. Haroun, M.A.; and Tayel, M.A. "Response of Tanks to Vertical Seismic Excitations," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **13**, pp. 583-595, (1985).
31. ANSYS 5.4, "User's Manual for ANSYS Revision 5.4," ANSYS Engineering Analysis System, SAS IP, Inc., (1997).
32. Lau, D.T.; and Zeng, X.; Clough, R.W. "Dynamic Uplift Analysis of Unanchored Cylindrical Tanks," Tenth World Conference of Earthquake Engineering, pp. 5011-5016, (1992).
33. Niwa, A.; and Clough, R.W. "Buckling of Cylindrical Liquid-Storage Tanks under Earthquake Loading," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **10**, pp. 107-122, (1982).