

پیشنهاد ضریب رفتار (R) برای مخازن هوایی بتنی با پایه ی قاب خمشی

مصطفی مسعودیⁱ؛ محسن غفوری آشتیانیⁱⁱ؛ ساسان عشقیⁱⁱⁱ

چکیده

در این مقاله نخست برای مشخص شدن ساز و کار خرابی مخازن هوایی بتنی با پایه های قاب خمشی، رفتار لرزه ای این سازه ها در زلزله های گذشته بررسی شده و سپس با هدف پیشنهاد ضریب رفتار (R) برای یک نمونه از این مخازن مدل رایانه ای ساخته شده است. با انجام تحلیل های تاریخچه ی زمانی خطی و غیرخطی با بهره گیری از شتاب نگاشت ۹ زلزله ی گوناگون، اثرات چند مؤلفه ای بودن زلزله، اندرکنش مایع- سازه و P-Δ بر روی توانایی تحمل رفتارهای غیرخطی در این نوع سازه ها بررسی شده است. در پایان، ضریب رفتار (R) برای مخازن هوایی بتنی با پایه ی قاب خمشی، با توجه به سطح خطر زلزله ی ساختگاه پیشنهاد می شود.

کلمات کلیدی

مخزن هوایی، پایه ی قابی بتنی، مکانیزم خرابی، عملکرد غیرخطی، زلزله ی سه مؤلفه ای، پاسخ لرزه ای، مفصل پلاستیک، اندرکنش مایع- سازه، تحلیل تاریخچه ی زمانی، ضریب رفتار.

Recommendation of Response Modification Factor (R) for Concrete Frame Staging Elevated Tanks

M. Masoudi; M. Ghafory-Ashtiany; S. Eshghi

ABSTRACT

In this paper, concrete elevated tanks with Frame Staging, is evaluated to determine the failure mechanism. seismic behavior of. Then (R), a computer model of Frame staging elevated tanks has been built to achieve Response Modification Factor. By using linear and nonlinear time history analysis method for 9 different earthquakes, effect of multi components of earthquake, liquid-structure interaction and P-Δ on nonlinear performance has been determined and discussed. At the end, (R) factor for frame staging concrete elevated tanks regarding the seismicity of the site has been recommended.

KEYWORDS

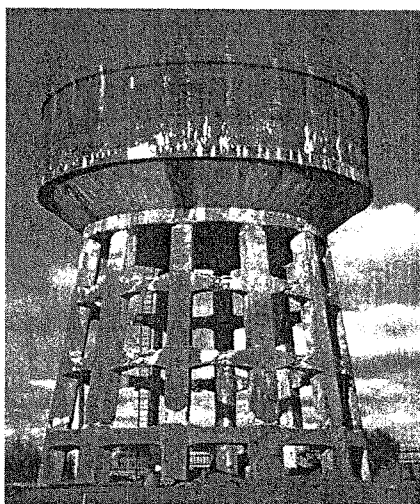
Elevated tank, Concrete frame staging, Failure Mechanism, Nonlinear Performance, Three Dimensional Earthquake, Earthquake response, Plastic hinge, Liquid – structure interaction, Time history analysis, Response modification factor.

ⁱ کارشناس ارشد مهندسی زلزله، پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله: mostafa_masoudi@yahoo.com

ⁱⁱ استاد مهندسی زلزله، پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله: ashtiany@iiees.ac.ir

ⁱⁱⁱ استادیار مهندسی سازه، پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله: s.eshghi@iiees.ac.ir

تشکیل مفصل بر روی تیرها، شمار مفاصل ایجاد شده افزایش یابد و تغییر شکل های غیرخطی و خرابی ها در سازه بیشتر پخش شوند. همچنین ایجاد مفصل در ستون ها باعث مکانیسم شدن قاب می شود که خرابی آن را بدنبال دارد. هر چه شمار طبقات قاب بیشتر باشد رفتار قابی آن بیشتر می شود و سختی قاب نیز بالا می رود کم شدن تغییرمکان ها و یکپارچگی بیشتر قاب در نیروهای جانبی را در بر خواهد داشت. چنانچه اتصالات برای نیروهای لرزه ای طراحی نشده باشند این رفتار به خرابی اتصالات می انجامد که نمونه ی آن در شکل (۳) دیده می شود. در برخی پایه ها، تیرها در نزدیکی اتصال به ستون ها دچار ترک های برشی می شوند که ناپایداری جانبی قاب پی آمد آن خواهد بود [۲]، [۳].



شکل (۱): یک برج آب با حجم ۷۰۰ مترمکعب که در زلزله ی سال ۱۹۶۰ شیلی تیرهای پایه ی آن دچار خرابی شده است [۱۱].



شکل (۲): تشکیل مفصل ها و ترک های برشی - خمشی بر روی تیرهای پایه ی یک مخزن هوایی در زلزله ی سال ۱۹۶۰ شیلی [۱۱].

مخازن هوایی ذخیره مایعات و بویژه مخازن هوایی آب از جمله تأسیسات مهمی هستند که باید کاربری خود را پس از زلزله های بزرگ حفظ کنند و بتوان از آنها برای نیازهای حیاتی مانند فراهم کردن آب آشامیدنی و آتش نشانی پس از زلزله بهره گرفت. در زلزله های گذشته مخازن هوایی بتنی با پایه های قابی، از جمله سازه های آسیب پذیر بوده اند که رفتار لرزه ای آنها مناسب نبوده است و دچار خرابی های کوچک و بزرگ شده اند. طراحی لرزه ای شمار بسیاری از این مخازن بر اساس آیین نامه های معتبر و شناخته شده مانند AWWA، SWD، IBC، UBC و استاندارد شماره ۲۸۰۰ ایران بوده است که این خود نشان می دهد که ضوابط آیین نامه ها برای در نظر گرفتن ایمنی و بهره برداری این سازه ها کافی نیست.

تا کنون پژوهش های بسیاری بر روی رفتار، تحلیل و طراحی لرزه ای مخازن و بویژه مخازن روی زمین انجام گرفته است، اما در این میان کارهایی که بر روی مخازن هوایی انجام شده بسیار اندک هستند. در این نوشته هدف بدست آوردن ضریب رفتار (R) برای پایه های قاب خمشی بتنی است. به این منظور، یک نمونه از مخازن هوایی آب بتنی با پایه ی قاب خمشی، برای ۹ زلزله تحلیل تاریخچه ی زمانی خطی و غیرخطی شده است. این مدل، هم با در نظر گرفتن اندرکنش مایع و سازه و هم بدون آن، تحت اثر یک مؤلفه، دو مؤلفه و سه مؤلفه ی همبسته و هم زمان زلزله قرار گرفته اند. در این فرآیند، ضریب رفتار (R) مخازن هوایی بتنی با پایه ی قابی بسته به سطح خطر زلزله ی ساختگاه پیشنهاد شده است.

۲- مکانیزم خرابی پایه های قابی بتنی

در مخازن هوایی با پایه ی قاب خمشی چنانچه روش طرح تیر ضعیف و ستون قوی در نظر گرفته شده باشد و مفصل های پلاستیک روی ستون ها ایجاد نشود، مکانیزم خرابی مانند شکل (۱) و شکل (۲) خواهد بود [۶].

پایه های قاب خمشی بتن مسلح در مخازن هوایی، چنانچه برای نیروهای لرزه ای طراحی شده باشند، رفتار لرزه ای مناسب تری از دیگر پایه های بتنی از خود نشان می دهند. در پایه های قاب خمشی بتن مسلح درجه های نامعینی زیاد، امکان باز پخش نیروها در سازه در صورت تسلیم شدن نقاط دیگر، مسیرهای گوناگون انتقال بار و یکپارچه بودن اتصالات تیر به ستون باعث می شود که این نوع پایه ها رفتار لرزه ای خوبی داشته باشند. در طراحی این پایه ها باید کوشش بر آن باشد تا از ایجاد مفصل در ستون ها جلوگیری شود و با هدایت محل

$$h'_i = \frac{3}{8} \left[1 + \frac{4}{3} \left(\frac{\sqrt{3} \frac{R}{h}}{\tanh\left(\sqrt{3} \frac{R}{h}\right)} - 1 \right) \right] h, \quad h < 1.5R \quad (2)$$

$$M_I = \left(1 - 0.436 \frac{R}{h} \right) M, \quad h > 1.5R \quad (3)$$

$$h'_i = \left(0.5 + 0.12 \frac{R}{h} \right) h, \quad h > 1.5R \quad (4)$$

$$M_C = .455 \frac{R}{h} \tanh\left(\sqrt{\frac{27}{8}} \frac{h}{R}\right) M \quad (5)$$

$$h'_c = h \left[1 - \frac{\cosh\left(\sqrt{\frac{27}{8}} \frac{h}{R}\right) - \frac{31}{16}}{\sqrt{\frac{27}{8}} \frac{h}{R} \sinh\left(\sqrt{\frac{27}{8}} \frac{h}{R}\right)} \right] \quad (6)$$

در این روابط h'_i و h'_c ، M_C ، M_I ، h به ترتیب ارتفاع مایع، جرم ضربه ای، جرم نوسانی و ارتفاع متناظر با جرم ضربه ای و نوسانی با در نظر گرفتن اثر لنگر وارده به کف مخزن است.

۴- مشخصات مدل انتخابی

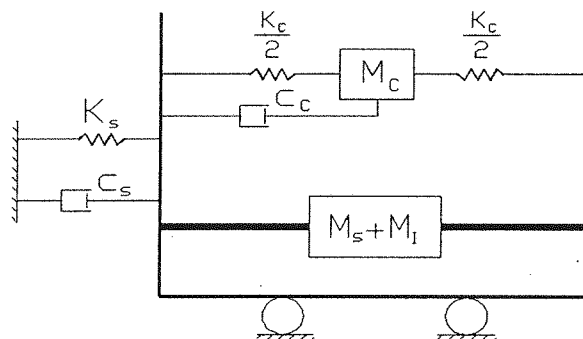
این مدل انتخابی، یک مخزن هوایی با سیستم پایه ی قاب خمشی تشکیل شده از تیر و ستون بر روی سطح جانبی یک مخروط ناقص است. شعاع قاعده پایین مخروط ۲/۱ متر و قاعده بالایی ۴/۹ متر و مقطع افقی پایه یک هشت ضلعی منتظم است. در هر تراز هشت ستون بر روی رأس های این هشت ضلعی قرار گرفته است. قاب خمشی پایه شش طبقه و ارتفاع همه طبقه ها برابر ۵ متر است. ابعاد مقطع ستون ها ۸۰×۵۰ سانتیمتر و ابعاد مقطع تیرها همه طبقه ها ۸۵×۴۵ سانتیمتر در است. شکل (۵) نمای افقی آرایش ستون ها را نشان می دهد. سازه مخزن نیز یک استوانه با شعاع ۵/۵ متر، ارتفاع ۷ متر و ضخامت ۲۰ سانتیمتر است. مخزن، سقفی مخروطی با شعاع قاعده ۵/۵ متر، ارتفاع ۶۰ سانتیمتر و ضخامت ۱۵ سانتیمتر دارد. کف مخزن از یک سیستم تاوه با تیرهای شعاعی تشکیل شده است که ضخامت دال کف مخزن ۲۰ سانتیمتر و ابعاد مقطع تیرهای شعاعی کف ۵۰×۳۰ سانتیمتر است.



شکل (۳): مخزن هوایی آب با حجم ۱۰۰ مترمکعب که در اثر طغیان نامناسب اتصالات در زلزله ی سال ۲۰۰۱ بوج هند فرو ریخت [۱۰].

۳- اندرکنش مایع- سازه

برای در نظر گرفتن اثر اندرکنش مایع- سازه از مدل مکانیکی دو جرمی هاوسنر [۵] که مود ضربه ای و مود اول نوسانی حرکت مایع را در بر می گیرد، مطابق شکل (۴) بهره گرفته شده است.

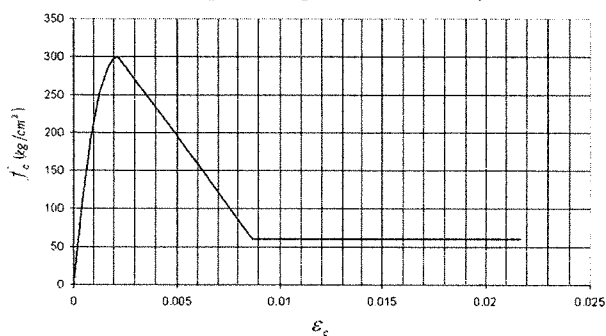


شکل (۴): مدل مکانیکی دو جرمی برای مخازن هوایی [۶].

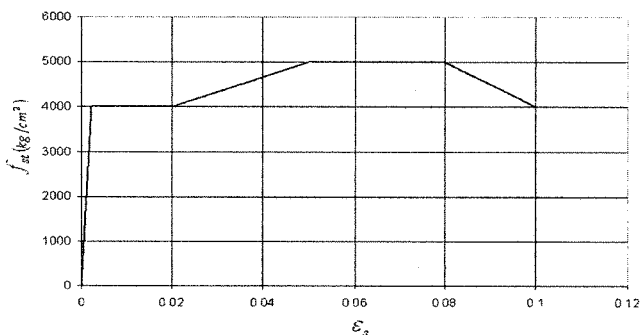
برای محاسبه پارامترهای مدل شکل (۴) در مخازن استوانه ای شکل، از روابط زیر می توان سود جست [۵].

$$M_I = \frac{\tanh\left(\sqrt{3} \frac{R}{h}\right)}{\sqrt{3} \frac{R}{h}} M, \quad h < 1.5R \quad (1)$$

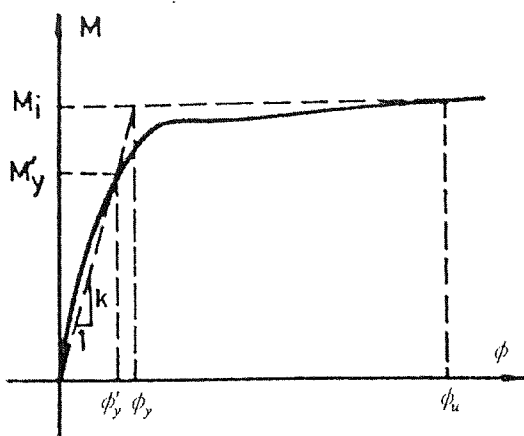
این شکل ها مقاومت نهایی بتن 300kg/cm^2 ، تنش تسلیم فولاد 4000kg/cm^2 و مقاومت نهایی فولاد 5000kg/cm^2 می باشد. در منحنی تنش - کرنش بتن دیده می شود که در کرنش های بزرگ فشاری مقاومت بتن بطور کامل از بین نمی رود و برابر $0.2 f'_c$ می ماند. این امر بدلیل محصور شدن نسبی بتن در نواحی تشکیل مفصل پلاستیک بوسیله میلگردهای عرضی است که آیین نامه های طراحی سازه های بتنی بکار بردن آنها را لازم می دانند. شکل (۸) منحنی لنگر - انحنا را برای تیرهای پایه ی مخزن هوایی نشان می دهد.



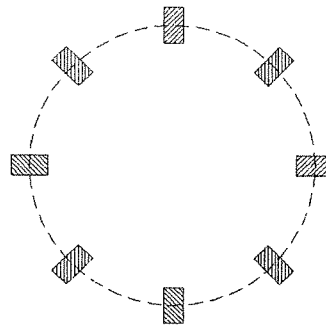
شکل (۶): منحنی تنش - کرنش بتن.



شکل (۷): منحنی تنش - کرنش فولاد.



شکل (۸): نمودار لنگر - انحنا برای تیرهای پایه ی مخزن هوایی.



شکل (۵): آرایش ستون ها در برش افقی پایه ی مخزن هوایی.

این مخزن هوایی برای نیروهای وزنی و نیروی زلزله ی آیین نامه ی ۲۸۰۰ ایران [۱] در مناطق با خطر نسبی بسیار زیاد و شرایط خاک سخت طراحی شده است.

اگرچه مخزن هوایی انتخابی فرضی بوده و بوسیله نویسندگان مقاله طراحی شده است، اما نمونه های زیادی از این مخازن در مناطق مختلف، تقریباً با همین هندسه و ابعاد سازه ای ساخته شده است.

برای مدل سازی غیرخطی مخزن هوایی با پایه ی قابی از برنامه ی RAM Perform 3D [۸]، [۹] بهره گرفته شده است. در این مدل فرض بر آن بوده است که ستون ها آنچنان طراحی شده اند که برای جلوگیری از ناپایداری سازه تغییرشکل های پلاستیک در آنها ایجاد نشود و مفاصل پلاستیک تنها در تیرها تشکیل شود. برای اینکار در انتهای هر تیر یک مفصل الاستوپلاستیک قرار داده شده است.

در برنامه RAM Perform 3D نیاز به تعریف منحنی لنگر مفصل در برابر چرخش پلاستیک مفصل ضروری است. هنگامی که لنگر در نقطه ای که مفصل در آن قرار دارد به لنگر تسلیم برسد، مفصل شروع به چرخش پلاستیک می کند.

برای تعریف منحنی رفتار الاستوپلاستیک مفصل، ابتدا منحنی لنگر - انحنا برای تیرها با روش Fiber Analysis محاسبه شده است. در این روش مقطع به قسمت های کوچک تقسیم می شود و با اعمال انحنا به مقطع، لنگر برای آن انحنا محاسبه می شود. هنگامی که انحنا وارد شده به مقطع باعث ایجاد کرنشی بزرگتر از کرنش نهایی در هر قسمت از مقطع شود، آن قسمت در گام بعدی که انحنا بزرگتری به مقطع وارد می شود حذف می گردد و لنگر مقطع با توجه به قسمت های باقی مانده، برای انحنای مورد نظر محاسبه می شود.

پیش از هر چیز، برای محاسبه ی منحنی لنگر - انحنا، به منحنی تنش - کرنش اجزای تشکیل دهنده ی مقطع که همان بتن و فولاد است، نیاز داریم. منحنی های تنش - کرنش بتن و فولاد مطابق شکل (۶) و شکل (۷) در نظر گرفته شده است. در

مدل اینرسی مؤثر در ستون های پایه ی قاب خمشی بر اساس پیشنهاد مرجع [۷] از رابطه ی زیر به دست می آید.

$$I_e = 0.7I_g \quad (۱۲)$$

۵- روش تحلیل

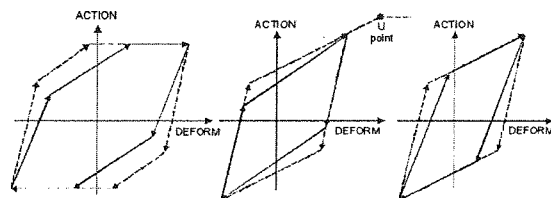
مدل انتخابی در حالت پر، تحت اثر ۹ زلزله ی گوناگون در حالت های یک مؤلفه ای، دو مؤلفه ای و سه مؤلفه ای قرار می گیرد. مشخصات این شتاب نگاشت ها در بخش [۹- ضمائم] آمده است. نخست هر شتاب نگاشت آن قدر مقیاس می شود تا بتواند باعث خارج شدن سازه از رفتار الاستیک شود. آنگاه مقدار PGA شتاب نگاشت مقیاس شده a_e نامیده می شود. بار دیگر هر شتاب نگاشت آنقدر مقیاس می شود تا بتواند باعث اولین گسیختگی در یکی از مفصل های پلاستیک شود. مقدار PGA شتاب نگاشت مقیاس شده در این حالت a_f نامیده می شود. این کار برای مدل اندرکنشی و مدل غیراندرکنشی، یک بار با در نظر گرفتن اثر $P-\Delta$ و بار دیگر بدون در نظر گرفتن اثر $P-\Delta$ ، انجام شده است. نسبت a_f/a_e نشان دهنده ی توانایی سازه در تحمل رفتارهای غیرخطی است. نتایج این تحلیل ها در شکل (۱۱) تا شکل (۲۱) در بخش [۹- ضمائم] آورده شده است.

۶- نتایج تحلیل

در نتایج تحلیل دیده می شود که در شماری از زلزله ها تیرهای همه طبقات قاب وارد محدوده رفتار غیرخطی می شوند که در شکل (۱۰) یک نمونه آن نشان داده شده است. نمونه واقعی این رفتار نیز در شکل (۱) و شکل (۲) نشان داده شده است. این خود بیانگر آن است که فرض ایجاد مفصل های پلاستیک تنها در طبقه های پایینی قاب نادرست است و برای تحلیل این گونه پایه ها باید جزئیات مناسبی را در تیرهای همه ی طبقات بکار برد.

اینکه در برخی از زلزله ها و برای بعضی از حالت ها a_e و a_f محاسبه نشده، به این دلیل است که چون همواره کوچکترین نسبت a_f/a_e بدست آمده از زلزله های گوناگون، مبنای محاسبه ی ضریب رفتار (R) می باشد و نسبت های کمینه ی a_f/a_e ، همه کوچکتر از ۴/۵ بوده است، بنابراین حذف کردن زلزله هایی که a_f/a_e بزرگتر از ۶ بدست می دهند، منطقی خواهد بود. این حذف در روند تحلیل برای زلزله های گوناگون انجام گرفته است و زلزله هایی که نسبت a_f/a_e در آنها بزرگ است مشخص شده و در تحلیل مدل های بعدی که

بجای بکارگیری روش های پیچیده برای مدل غیرخطی مفصل ها، از منحنی لنگر- انحنا ی الاستوپلاستیک بهره گرفته شده است. برای در نظر گرفتن اثر کاهش سختی در چرخه ی هیسترسیز لنگر - چرخش، روشی بکاررفته است که در آن سطح چرخه ی هیسترسیز با استفاده از یک ضریب کمتر از ۱ کاهش می یابد. مقدار این ضریب با بیشتر شدن چرخش مفصل کمتر می شود و سطح زیر منحنی هیسترسیز بیشتر کاهش می یابد. این روش در شکل (۹) نشان داده شده است [۸]، [۹].



شکل (۹): روش بکار رفته برای کاهش سطح چرخه ی هیسترسیز.

چون در برنامه ی RAM Perform 3D باید منحنی لنگر را در برابر چرخش مفصل تعریف کرد، باید انحنا به چرخش تبدیل شود. برای تبدیل انحنا به چرخش پلاستیک نیاز به طول مفصل ایجاد شده داریم. بر اساس پیشنهاد [۷] طول مفصل را می توان نصف ارتفاع مقطع تیر در نظر گرفت.

$$\begin{cases} M'_y = 9689663 \text{ kg-cm} \\ \phi'_y = 5.284 \times 10^{-5} \frac{1}{\text{cm}} \end{cases} \quad (۷)$$

$$\begin{cases} M_i = 1.2 \times 10^7 \text{ kg-cm} \\ \phi_u = 1.8 \times 10^{-3} \frac{1}{\text{cm}} \end{cases} \quad (۸)$$

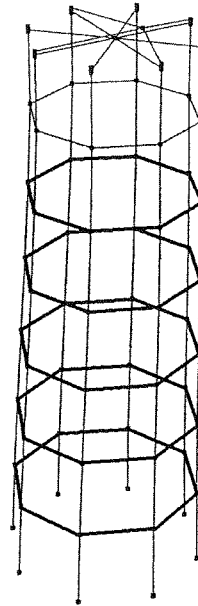
$$\begin{cases} \phi_y = \phi'_y \frac{M_i}{M_y} = 6.54 \times 10^{-4} \frac{1}{\text{cm}} \\ l_p = \frac{1}{2} \times 85 = 42 \text{ cm} \end{cases} \quad (۹)$$

$$\begin{cases} \theta_u = \phi_u l_p = 0.0756 \text{ rad} \\ \theta_y = \phi_y l_p = 0.0027 \text{ rad} \end{cases} \quad (۱۰)$$

برای بدست آوردن لنگر لختی مؤثر مقطع تیرهای بتنی پایه می توان از روش زیر بهره جست:

$$\begin{aligned} \phi'_y &= \frac{M'_y}{E_c I_e} \\ E_c I_e &= \frac{M'_y}{\phi'_y} = \frac{9689663}{5.284 \times 10^{-5}} = 1.834 \times 10^{11} \text{ kg-cm}^2 \end{aligned} \quad (۱۱)$$

چند مؤلفه ای بودن زلزله را در نظر می گیرند، حذف شده اند.



شکل (۱۰): نمایش تیرهایی از پایه در مدل اندرکنشی که تحت زلزله ی Imperial Valley سه مؤلفه ای با $PGA = a_f$ وارد رفتار غیرخطی شده است. این تیرها با خطوط پررنگ نشان داده شده اند.

در تحلیل غیرخطی، پارامتری که بر a_f تأثیر زیادی دارد، انحنای نهایی یا ظرفیت انحنای مقطع (ϕ_u) است. یادآوری می نماید که حتی اگر پارامترهای تحلیل غیرخطی با آزمایش بدست آید، باز هم نمی توان آن نتایج را قطعی دانست، زیرا در این آزمایشها اعضای سازه ای زیر اثر بارگذاری های چرخه ای یک یا چند تاریخچه ی تغییرمکان قرار می گیرند و پارامترهای رفتار غیرخطی برای آن نوع بارگذاری بدست می آید که ممکن است برای نوع دیگری از بارگذاری تغییرات قابل توجهی داشته باشد.

در برخی زلزله ها مانند Imperial Valley با تغییر کم PGA در شتاب نگاشت مقیاس شده، تغییرات زیادی در انحنای مورد نیاز پایه ی مخزن (ϕ_a) دیده می شود که این، حساس بودن نتایج تحلیل آن زلزله به تغییرات شتاب و حساسیت کم آن به تغییرات ظرفیت انحنای مقطع را نشان می دهد. در برخی دیگر از زلزله ها مانند Abbar عکس این موضوع صادق است. با توجه به آنچه که درباره ی قطعیت نداشتن انحنای نهایی (ϕ_u) گفته شد، منطقی به نظر می رسد که نتایج بدست آمده از زلزله هایی که نسبت به تغییرات ظرفیت انحنای حساس نیستند، قابل اعتماد تر باشد.

در نتایج تحلیل دیده می شود که در برخی زلزله ها نسبت a_f/a_e در زلزله ی دو یا سه مؤلفه ای افزایش یافته

است که دلیل آن کاهش مقدار a_e در زلزله دو یا سه مؤلفه ای است، در حالی که مقدار a_f تقریباً ثابت مانده است.

در زلزله هایی که در نظر گرفتن اندرکنش مایع - سازه باعث نزدیک تر شدن پریود مودهای سازه ای به محدوده پریود غالب زلزله می شود، نسبت a_f/a_e در مقایسه با مدل غیر اندرکنشی کاهش می یابد. با اینکه پریود مود نوسانی بسیار بزرگ است و در محدوده ی پریود غالب زلزله نیست، اما چنانچه مقدار شتاب طیفی زلزله مورد نظر در محدوده ی پریود مود نوسانی مقدار قابل ملاحظه ای باشد، باعث کاهش نسبت a_f/a_e خواهد شد.

در بیشتر موارد در نظر گرفتن اثر $\Delta - P$ سبب کاهش نسبت a_f/a_e می شود، اما در بعضی از زلزله ها چه در حالت یک، دو و سه مؤلفه ای نسبت a_f/a_e با در نظر گرفتن اثر $\Delta - P$ بزرگتر می شود. دلیل این امر کاهش a_e در اثر $\Delta - P$ و تغییرات ناچیز a_f است که باعث بزرگ شدن نسبت a_f/a_e می شود.

۷- محاسبه ی ضریب رفتار (R)

برای بدست آوردن ضریب رفتار می توان از روش زیر بهره جست [۴]، [۱۲]:

$$a_e = \left(\frac{IF}{R} \right) a_{475} \quad (12)$$

در این رابطه IF ضریب اهمیت و a_{475} بیشترین شتاب (PGA) زلزله با دوره بازگشت ۴۷۵ سال (احتمال وقوع کمتر از ۱۰٪ در ۵۰ سال) است. این رابطه را به شکل زیر نیز می توان بازنویسی کرد:

$$R = IF \frac{a_{475}}{a_f} \times \frac{a_f}{a_e} \quad (14)$$

چنانچه a_f به عنوان PGA زلزله با دوره بازگشت ۲۴۷۵ سال (احتمال وقوع کمتر از ۲٪ در ۵۰ سال) در نظر گرفته شود، (R) برابر خواهد شد با:

$$R = \frac{IF}{C} \left(\frac{a_f}{a_e} \right) \quad (15)$$

در این رابطه $C = \frac{a_{2475}}{a_{475}}$ می باشد که می توان آن را پارامتر خطر لرزه ای نامید و مقدار آن بستگی به لرزه خیزی ساختگاه دارد. این پارامتر برای برخی مناطق در آیین نامه هایی مانند NEHRP و ATC-3-06 مشخص شده است. در ATC-3-06 مقدار C برای مناطق با لرزه خیزی بالا و پایین به ترتیب از ۱/۵ تا ۲ تغییر می کند. در NEHRP1997 این مقدار بین ۱/۵ تا ۲ برای مناطق با لرزه خیزی بالا و بین ۲ تا ۳ برای مناطق با لرزه

خیزی پایین است [۱۲]. به هر حال برای محاسبه ی ضریب رفتار (R) در نظر گرفتن تغییرات C بین ۱/۵ تا ۳ منطقی است. یادآور می شود که برای مناطق با لرزه خیزی متوسط که نزدیک به گسل های با طول زیاد باشند، می توان مقدار C را بین ۴ تا ۶ نیز در نظر گرفت [۱۲].

برای محاسبه ضریب رفتار به دانستن کمترین مقدار a_f/a_e در هر مدل می باشد. در جدول (۱) نسبت های کمینه ی a_f/a_e برای مدل های اندرکنشی و غیر اندرکنشی در حالت زلزله یک، دو و سه مؤلفه ای بدست آورده شده است.

نکته ی شایان توجه اینست که مقادیر کمینه a_f/a_e برای حالت زلزله ی یک، دو و سه مؤلفه ای به ترتیب کاهش می یابد و این بیانگر کاهش توانایی سازه در نشان دادن رفتار های غیرخطی با در نظر گرفتن دیگر مؤلفه ها است. همچنین مقادیر کمینه ی a_f/a_e در مدل غیر اندرکنشی بیشتر از مدل اندرکنشی است.

جدول (۱): ضریب رفتار (R) مخزن هوایی با پایه ی قابی.

تعداد مؤلفه	a_f/a_e	پارامتر لرزه خیزی (C)					
		۱/۵۰	۱/۷۵	۲/۱۰۰	۲/۵۰	۳/۱۰۰	
یک	یک	۴/۰	۲/۲	۲/۷	۲/۴	۱/۹	۱/۶
	دو	۲/۷	۲/۰	۲/۵	۲/۲	۱/۸	۱/۵
	سه	۲/۴	۲/۷	۲/۳	۲/۰	۱/۶	۱/۴
دو	یک	۲/۷	۲/۰	۲/۵	۲/۲	۱/۸	۱/۵
	دو	۲/۵	۲/۸	۲/۴	۲/۱	۱/۷	۱/۴
	سه	۲/۲	۲/۶	۲/۲	۱/۹	۱/۵	۱/۳

۹- ضوابط

مشخصات زلزله های بکار رفته در تحلیل در جدول (۲) نشان داده شده است. در محاسبه ی زمان دوام کاهش یافته ی شتاب نگاشت های این زلزله ها، از قسمت های ابتدایی و انتهایی شتاب نگاشت که شتاب در آنجا کمتر از $0.05g$ می باشد، چشم پوشی شده است. این کار به دلیل زمان بر بودن تحلیل های غیرخطی و تأثیر بسیار کم این قسمت از شتاب نگاشت ها در نتایج تحلیل انجام شده است.

۸- نتیجه گیری

۱- در نظر گرفتن اندرکنش مایع و سازه می تواند با توجه به محتوای فرکانسی زلزله، باعث کاهش یا افزایش توانایی سازه در تحمل رفتارهای غیر خطی شود.

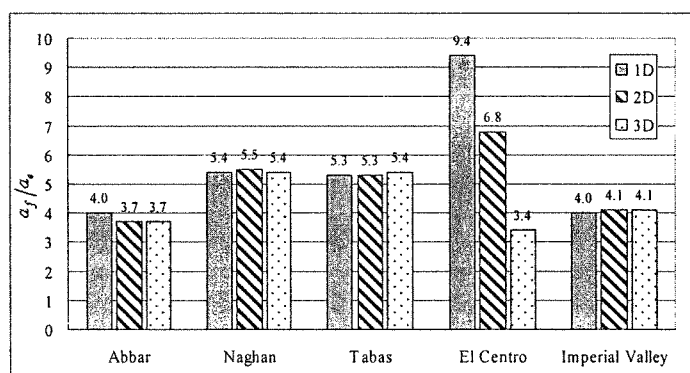
۲- در تحلیل های غیرخطی مخازن هوایی اثر $P-\Delta$ می تواند بسیار مهم و تعیین کننده باشد.

۳- ضریب رفتار بدست آمده در این پژوهش در حالت $C > 1/75$ از ضریب رفتار مخازن هوایی که در آیین نامه ی ۲۸۰۰ ایران [۶] مقدار آن برابر ۳ در نظر گرفته شده است، کمتر می باشد.

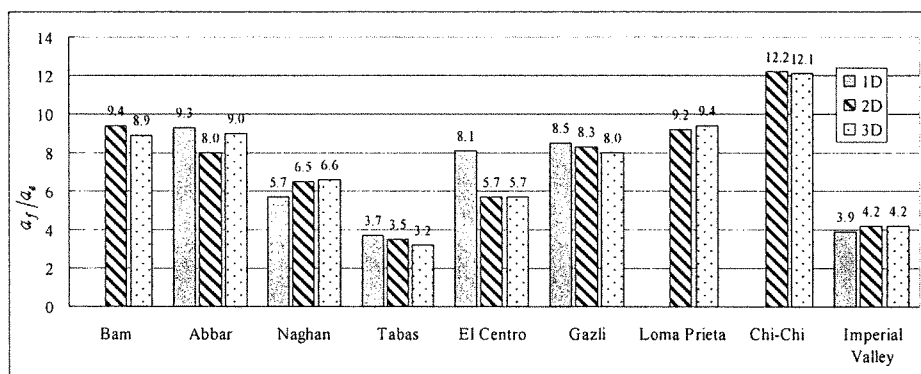
۴- روش معمول در آیین نامه ها اینست که در پاسخ های بدست آمده از یک تحلیل خطی تحت اثر شتاب طیفی یک

جدول (۲): مشخصات شتاب نگاشت های بکار رفته در تحلیل دینامیکی

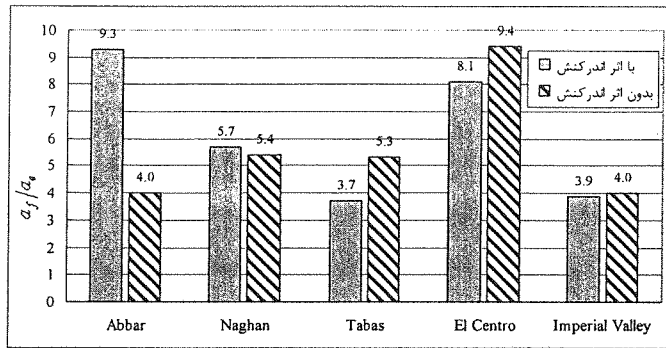
نام زلزله	Abbar ۱۹۹۰	Bam ۲۰۰۴	Naghan ۱۳۰۶	Tabas ۱۹۷۸	El Centro ۱۹۴۰	Gazli ۱۹۷۶	Loma Prieta ۱۹۸۹	Chi Chi ۱۹۹۹	Imperial Valley ۱۹۷۹
نوع زمین محل	خاک نرم	خاک متوسط	خاک متوسط	خاک سخت	خاک متوسط	صخره	خاک متوسط	خاک سخت	خاک متوسط
مؤلفه افقی ۱	PGA(g)	۰/۵۷۹	۰/۷۷۹	۰/۷۷۰	۳۰/۸۴۸	۰/۳۱۳	۰/۶۰۸	۰/۵۵۵	۰/۹۶۸
	زمان دوام (s)	۵۳/۵۱	۶۰/۰۰	۲۸/۵۶	۴۸/۹۹	۳۹/۹۹	۱۵/۵۷	۳۹/۹۴	۵۹/۹۹
	زمان دوام کاهش یافته (s)	۵۲/۱۶	۴۰/۲۵	۹/۵۸	۴۴/۸۴	۳۵/۹۵	۱۲/۵۳	۲۳/۷۵	۳۷/۳۸
مؤلفه افقی ۲	PGA(g)	۰/۵۱۶	۰/۶۲۲	۰/۴۵۵	۰/۶۰۹	۰/۲۱۵	۰/۷۱۸	۰/۳۶۷	۰/۹۰۲
	زمان دوام (s)	۵۳/۴۱	۶۰/۰۰	۲۸/۵۶	۴۸/۹۹	۳۹/۹۹	۱۲/۹۰	۳۹/۹۴	۵۹/۹۷
	زمان دوام کاهش یافته (s)	۵۱/۴۸	۴۰/۲۵	۱۱/۸۲	۴۵/۴۸	۳۷/۷۰	۱۱/۶۸	۳۱/۱۳	۳۴/۲۳
مؤلفه قائم	PGA(g)	۰/۵۱۹	۰/۹۵۸	۰/۵۸۷	۰/۸۲۸	۰/۲۰۵	۱/۲۶۴	۰/۳۳۸	۰/۷۲۴
	زمان دوام (s)	۴۵/۹۹	۶۰/۰۰	۲۸/۵۶	۴۸/۹۹	۳۹/۹۹	۱۳/۵۱	۳۹/۹۴	۵۹/۹۹
	زمان دوام کاهش یافته (s)	۴۵/۸۰	۴۰/۲۵	۱۱/۱۸	۴۳/۲۰	۳۱/۷۵	۱۲/۸۵	۲۱/۰۸	۳۷/۶۳



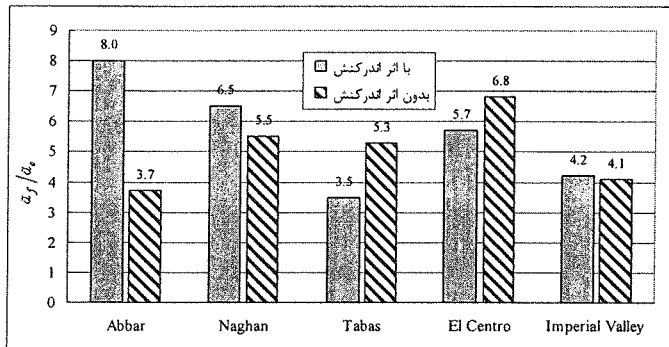
شکل (۱۱): نمودار نسبت a_f/a_g در زلزله یک، دو و سه مؤلفه ای بدون در نظر گرفتن اندرکنش مایع و سازه.



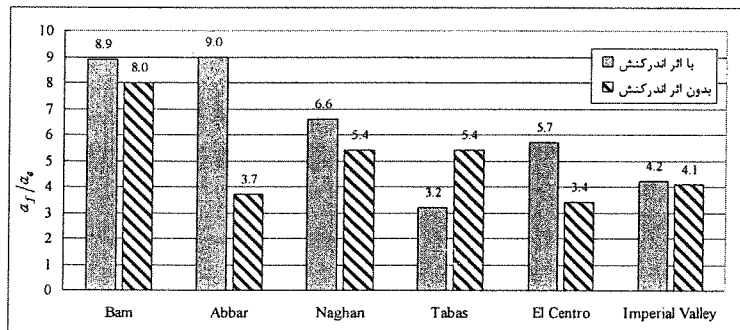
شکل (۱۲): نمودار نسبت a_f/a_g در زلزله یک، دو و سه مؤلفه ای با در نظر گرفتن اندرکنش مایع و سازه.



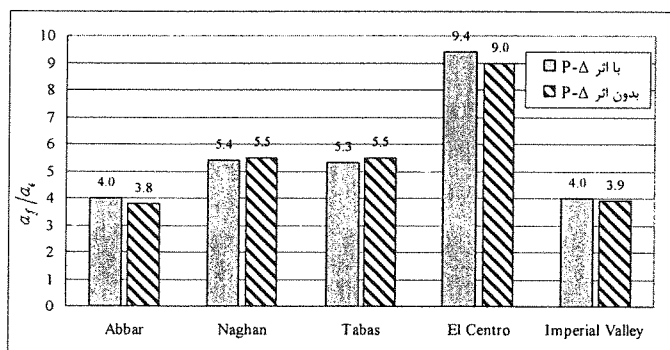
شکل (۱۳): مقایسه نسبت a_f/a_e در مدل اندرکنشی و غیر اندرکنشی در زلزله یک مؤلفه ای.



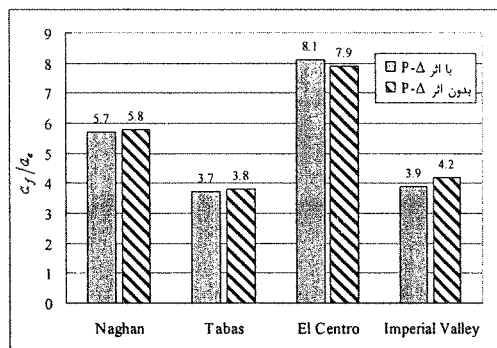
شکل (۱۴): مقایسه نسبت a_f/a_e در مدل اندرکنشی و غیر اندرکنشی در زلزله دو مؤلفه ای.



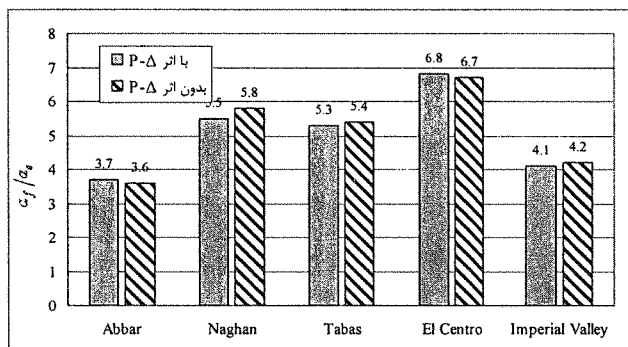
شکل (۱۵): مقایسه نسبت a_f/a_e در مدل اندرکنشی و غیر اندرکنشی در زلزله سه مؤلفه ای.



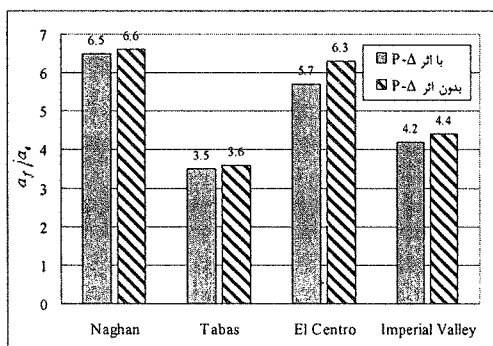
شکل (۱۶): اثر $P-\Delta$ بر نسبت a_f/a_e در مدل غیر اندرکنشی در زلزله یک مؤلفه ای.



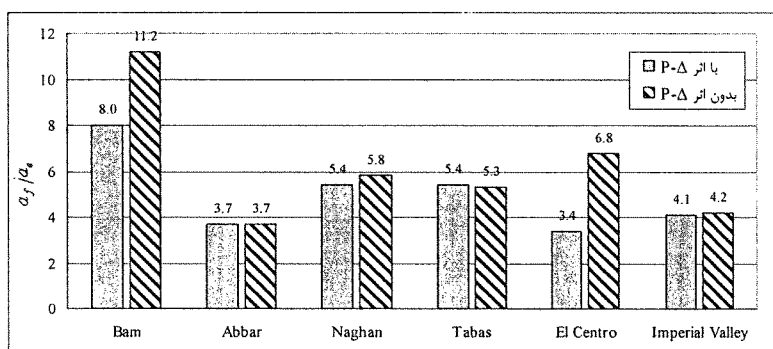
شکل (۱۷): اثر P-Δ بر نسبت a_f/a_g در مدل اندرکنشی در زلزله یک مؤلفه ای.



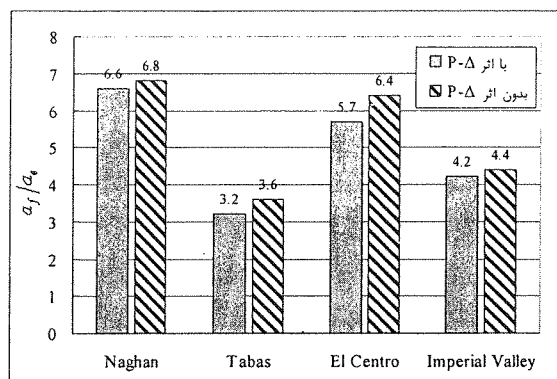
شکل (۱۸): اثر P-Δ بر نسبت a_f/a_g در مدل غیر اندرکنشی در زلزله دو مؤلفه ای.



شکل (۱۹): اثر P-Δ بر نسبت a_f/a_g در مدل اندرکنشی در زلزله دو مؤلفه ای.



شکل (۲۰): اثر P-Δ بر نسبت a_f/a_g در مدل غیر اندرکنشی در زلزله سه مؤلفه ای.



شکل (۲۱): اثر P-Δ بر نسبت a_f/a_g در مدل اندرکنشی در زلزله سه مؤلفه ای.

[۶] Masoudi, M.; Ghafory-Ashtiany, M.; "Recommendation of Response Modification Factor (R) for Concrete Frame Staging Elevated Tanks", Proc. First Canadian Conference on Effective Design of Structures, Canada, 2005

[۷] Paulay, T.; Priestley, M.J.N.; *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*, John Wiley & Sons, 1992.

[۸] Powell, G.H.; *RAMPerform-3D Element Descriptions*, Version 1.15, Graham H. Powell Inc., 2000.

[۹] Powell, G.H.; *RAMPerform-3D User Guide*, Version 1.15, Graham H. Powell Inc., 2000.

[۱۰] Rai, D.C.; "Elevated tanks", Chapter 15 in Bhuj, India Earthquake of January 26, 2001: Reconnaissance Report, Section 4, Structures, Earthquake Spectra, vol.18, suppl. A, 2002.

[۱۱] Steinbrugge, K.V.; "Steinbrugge Collection", <http://nisee.berkeley.edu/>, National information service for earthquake engineering, Earthquake Image Information System, University of California, Berkeley, 2003.

[۱۲] Wilson, J.L.; "Earthquake Response of Tall Reinforced Concrete Chimneys", Engineering Structures, vol.25, 2003.

۱- مراجع

[۱] کمیته دائم بازنگری آیین نامه ۲۸۰۰: آیین نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله (استاندارد شماره ی ۲۸۰۰ ایران)، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، تهران، ویرایش دوم، ۱۳۷۸.

[۲] مسعودی، مصطفی؛ رفتار لرزه ای مخازن هوایی در اثر سه مؤلفه همبسته زلزله، پایان نامه کارشناسی ارشد مهندسی زلزله، پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله، تهران، ۱۳۸۲.

[۳] مسعودی، مصطفی؛ غفوری آشتیانی، محسن؛ عشقی، ساسان؛ "رفتار، تحلیل و مدل سازی لرزه ای مخازن هوایی بتنی"، پژوهش نامه زلزله شناسی و مهندسی زلزله، ش ۱، ص ۱ تا ۲۶، ۱۳۸۲.

[۴] Federal Emergency Management Agency; *NEHRP Commentary on the Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings (FEMA-274)*, Washington, D.C., 1997.

[۵] Housner, G.W.; "The Dynamic Behavior of Water Tanks", Bulletin of the Seismological Society of America, vol.53, 1963.