تحلیل عددی رفتار دینامیکی سد بتنی وزنی تحت بار انفجاری داخل مخزن

فردین نوروزی [۱]، فرهود کلاته [۲*] و محمدعلی لطف‌اللّهی یقین [۳]

[۱] دانشجوی کارشناسی ارشد عمران- سازه‌های هیدرولیکی، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تبریز
[۲] استادیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تبریز
[۳] استاد دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تبریز

(دریافت: ۹۴/۱۲/۲۲، پذیرش: ۹۵/۷/۱۷، نشر آنلاین: ۹۵/۷/۱۸)

چکیده

بررسی‌ها و تحقیقات در مورد رخداد انفجار در داخل مخزن سدها و تأثیر آن بر رفتار دینامیکی چنین سازه‌هایی، با شروع جنگ جهانی دوم و پیدایش نیازهای اساسی برای تحقیق در این حوزه، ضرورت تحقیق در زمینه پدافند غیر عامل را گسترش داد. در مقاله حاضر پدیده انفجار داخل مخزن سد بتنی وزنی با استفاده از نرم‌افزار اجزای محدود Abaqus بررسی گردید. در این بررسی دو مدل متفاوت از نظر هندسه و مشخصات مصالح برای سازه سد بتنی وزنی مد نظر قرار گرفته است، به طوری که مدل اول با لحاظ رفتار خطی مصالح و مدل دوم با لحاظ رفتار خطی و غیر خطی مصالح بتنی بدنه سد می‌باشد. ابتدا صحت مدل‌سازی سیستم سد- مخزن در مقایسه با تحقیقات تحلیلی صورت گرفته بررسی گردید، نتایج به دست آمده حاکی از انطباق کامل نتایج می‌باشند. سپس تحلیل سیستم سد- مخزن- فونداسیون طی سناریوهای مختلف در نرم‌افزار با تحلیل دینامیکی صریح انجام گردید. نتایج نشان دادند که جابجایی‌های نقاط مختلف از بدنه سد در جهت افقی بیشتر از حالت قائم می‌باشد و در نظر گرفتن رفتار غیر خطی جابجایی‌ها را افزایش می‌دهد. علاوه بر آن مقایسه تغییر موقعیت ارتفاعی بار انفجاری نشان داد که قرار گرفتن بار انفجاری در قسمت میانه از مخزن، میزان شتاب بیشتری ایجاد می‌کند. توزیع موج تنش در بدنه سد با شروع انفجار از مقابل محل قرارگیری بار انفجاری در بدنه سد آغاز می‌شود که این تنش‌ها در پوسته بیرونی وجه پایین‌دست سد بیشتر از وجه بالادست و نزدیک نقطه انفجار می‌باشد. همچنین در نظر گرفتن رفتار غیر خطی در مقایسه با رفتار خطی تغییر محسوسی را در توزیع تنش سبب نمی‌شود.

کلیدواژه‌ها: بار انفجاری داخل مخزن، سد بتنی وزنی، اندرکنش سازه- سیال، اجزای محدود، جابجایی، تنش

۱- مقدمه

خشکسالی، تغییر شرایط اقلیمی، گرم شدن زمین و کمبود آب در کره خاکی روز به روز اهم توجه به مدیریت منابع آبی را نمایان‌تر می‌سازد. مدیریت منابع آبی در بخش‌های مختلف و همچنین در ابعاد گوناگون طبقه‌بندی می‌شود. از مهم‌ترین قسمت‌های مؤثر در این زمینه ساخت انواع سدها برای کنترل سیلاب‌ها و خطرات ناشی از آن، افزایش هد ارتفاعی لازم برای توزیع مناسب آب، جلوگیری از هدر رفت آب‌های سطحی و جاری، ذخیره آب در فصول پرآب برای استفاده در زمان کم آبی و ... می‌باشد. سدها و سازه‌های وابسته به آن، علاوه بر بارهایی مانند بار باد، موج، جریان آب، جریان جزر و مدی، نیروی اینرسی ناشی از زلزله و بارهای مرده و زنده ممکن است تحت اثر بار ناشی از انفجارکه می‌تواند اتفاقی و یا ناشی از حملات خراب کارانه باشد، نیز قرار گیرند. انفجار آزاد شدن انرژی در مقیاس بزرگ به صورت سریع و ناگهانی تعریف شده است (Cole، ۱۹۴۸). این آزاد شدن انرژی در یک زمان کوتاه باعث ایجاد فشار خیلی زیاد می‌شود که این فشار غیر متعارف وارد شده موجب بروز صدمات جبران‌ناپذیری بر سازه‌ها می‌گردد. نتایج حاصل از بررسی انفجار داخل مخزن و تأثیرات مخرب آن بر سازه سد می‌تواند در ملزومات طراحی کارایی داشته باشد و در آینده و در شرایط خاص جهت اتخاذ تصمیمات راهبردی در زمینه پدافند غیر عامل مورد استفاده قرار گیرد. تحقیقات در زمینه تأثیر انفجار داخل مخزن بر رفتار دینامیکی سد بسیار محدود می‌باشد. اما محققین متعددی در فاصله سال‌های ۱۹۴۱

* نویسنده مسئول؛ شماره تماس: ۰۴۱-۳۳۳۹۲۵۳۶

آدرس ایمیل: fardinnorouzi1989@yahoo.com (ف. نوروزی)، f.kalateh@gmail.com (ف. کلاته)، lotfollahi@tabrizu.ac.ir (م. ع. لطف‌اللهی یقین).

تا ۱۹۴۶ به دلیل جنگ جهانی دوم در خصوص انفجار داخل آب و تأثیر آن بر سازه‌هایی از قبیل کشتی، ناو و ... مطالعاتی انجام داده‌اند. Sprague و Geers (۲۰۰۶) تحلیل المان طیفی- المان محدود یک سازه شبیه کشتی که در معرض انفجار زیر آب قرار دارد را مورد بررسی قرار دادند. در این مطالعه مدل سیال از المان طیفی با درجات مختلف استفاده شده و مدل‌های کاویته شدن سیال به عنوان یک محیط غیر خطی اکوستیک با یک مدول بالک دو خطی به کار گرفته شده است. Iakovlev (۲۰۰۷) پوسته استوانه‌ای مستغرق پر از مایع را در معرض موج شوک و تأثیرات اندرکنش سازه و سیال بررسی نموده است. این مطالعه بر روی تعدادی از اثرات آکوستیکی و سازه‌ای که در طی اندرکنش رخ می‌دهند، تمرکز دارد. Li و همکاران (۲۰۱۰) پاسخ یک سازه شناور تحت تأثیر انفجار زیر آب با لحاظ ایجاد کاویتاسیون حجمی را مورد مطالعه قرار دادند. مطالعات دیگری نیز صورت پذیرفته که در این مطالعات اثر انفجار بر اندرکنش محیط جامد و سیال مورد بررسی قرار گرفته است. Teich و Gebbeken (۲۰۱۱) آنالیز تأثیرات اندرکنش آب و سازه انعطاف-پذیر را طی بارگذاری انفجاری را انجام دادند. این مقاله تأثیر اندرکنش آب- سازه و میرایی آیرودینامیک بر روی پاسخ سازه تحت بار انفجاری را بررسی می‌کند. Langrand و همکاران (۲۰۰۹)، یکپارچگی بدنه زیردریایی را تحت بار انفجاری زیر آب بررسی کرده‌اند. این مقاله به روش‌های عددی برای مدل‌سازی و مطالعه مقاومت سازه‌ای پوسته‌های زیردریایی در برابر انفجار می‌پردازد که در آن پدیده اندرکنش سازه و سیال نیز لحاظ گردیده است. Galehdari و همکاران (۲۰۱۴) اثر فاصله و وزن خرج بر فشار بیشینه و تغییر فرم صفحه فلزی تحت بار انفجاری زیر آب را بررسی کردند. کلاته و عطارنژاد (۱۳۹۰) اثرات کاویتاسیون آکوستیکی و موج ضربه‌ای ناشی از آن را در تحلیل دینامیکی سدهای بتنی بررسی نمودند. در این مقاله روشی برای تحلیل عددی کاویتاسیون آکوستیکی در مخزن سد ها و موج ضربه‌ای ناشی از آن با استفاده از روش اجزاء محدود ارائه شده است. Ramajeyathilagam و Vendhan (۲۰۰۴) یک مقایسه از اثر بار انفجار داخل آب بر روی یک صفحه مستطیلی نازک با ابعاد مشخص را به صورت عددی و آزمایشگاهی انجام داده‌اند. آزمایش با استفاده از یک مدل جعبه‌ای که با هوا محفوظ شده طی یک شوک بار انفجار کم صورت گرفته است.

۲- بار انفجاری داخل آب و تخمین آن

۲-۱- تعریف

بر اساس تعریف انفجار، انفجارها را می‌توان بر اساس ماهیت خود از قبیل رخداد فیزیکی، هسته‌ای، یا شیمیایی طبقه‌بندی کرد. انفجار، یک واکنش شیمیایی در ماده منفجره است که مواد انفجاری را به گاز با دما و فشار بسیار بالا تبدیل می‌کند و این فرآیند با نهایت سرعت و ایجاد مقدار زیادی حرارت انجام می-گیرد (شاه‌محمدی و محمدی، ۱۳۸۹). پدیده انفجار زیر آب را می‌توان در دو محدوده زمان دور و زمان نزدیک نیز بررسی نمود. در زمان نزدیک، اولین موج ضربه‌ای تشکیل شده و در آب منتشر می‌شود و در زمان دور، نوسان حباب و اثر انعکاس امواج از مرزهای صلب و سطح آزاد ظاهر می‌شود (امامزاده و احمدی، ۱۳۸۴). به عبارت دیگر انفجار یک ماده منفجره قوی در زیر آب دو پالس فشاری تولید می‌کند: یک موج شوک که با یک پالس حباب که مربوط به انبساط محصولات انفجار است، همراه می-شود. برای مواد منفجره قوی مانند TNT فشار شوک با یک کاهش نمایی همراه است و مدت زمان آن در بیشتر موارد در حدود چند هزارم ثانیه است. برای نمونه، سرعت اولیه موج شوک نزدیک به نقطه انفجار حدود ۳۰۰۰ m/s و فشار در حدود ۳۲۰۰ atm می‌باشد. هم سرعت و هم فشار موج شوک به سرعت با فاصله و دور شدن از محل انفجار کاهش می‌یابد و در فواصل دور به مقادیر آکوستیک (مقادیر مربوط به انتشار صوت در آب) می‌رسد. اما در مورد پالس حباب، محصولات گازی انفجار منبسط می‌شوند و آب اطراف محل انفجار را به سمت بیرون می-رانند. شعاع حباب افزایش یافته و به بیش از شعاع تعادل متناظر با فشار هیدرواستاتیکی در عمق مورد نظر می‌رسد. سپس فشار در حباب کمتر از فشار هیدرواستاتیک محل می‌شود. این موقعیت پایدار نبوده و حباب در اثر اضافه فشار هیدرواستاتیکی منقبض شده و به اصطلاح فرو می‌ریز دو شعاع حباب این بار به مقداری کوچک‌تر از حالت تعادل می‌رسد و فشار درون آن بیشتر از فشار هیدرواستاتیکی می‌شود که سبب انبساط دوباره آن می-شود. این انبساط و انقباض به مرور با اتلاف انرژی همراه می‌شود و سبب حرکت حباب به سمت سطح آب می‌شود. زمانی که یک سازه مستغرق تحت بار انفجار زیر آب قرار می‌گیرد، پاسخ سازه در مقابل شوک موج مهم است (Ding و Buijk، ۲۰۰۴).

۲-۲- فرمولاسیون تجربی برای فشار شوک

برای تعیین موج شوک ایجاد شده در اثر انفجار زیر آب، تئوری‌ها و روابط تجربی مختلفی ارائه شده است. از آن جمله می‌توان به تئوری‌های Kirkwood-Bathe و Penney اشاره کرد. موج شوک ایجاد شده در هر نقطه یک مقدار فشار داشته که در کمتر از 10^{-7} ثانیه ایجاد می‌شود و سپس تقریباً به صورت نمایی در مدت کوتاهی کاهش می‌یابد. تحت شرایط متقارن، حداکثر فشار شوک مربوط به ماده منفجره TNT از رابطه تجربی زیر بر حسب مگاپاسکال به دست می‌آید:

$$P_m = 52.16\left(\frac{W^{1/3}}{R}\right)^{1.13} \quad (۱)$$

W وزن ماده منفجره TNT بر حسب کیلوگرم و R فاصله از ماده منفجره بر حسب متر است. همان‌طور که گفته شد، فشار شوک در یک نقطه برحسب زمان به صورت نمایی کاهش می‌یابد که رابطه زیر را می‌توان برای تغییرات زمانی فشار شوک ارائه نمود.

$$P(t) = P_m e^{-\frac{t}{\theta}} \quad (۲)$$

در این رابطه θ ثابت زمانی، زمان تأخیر، می‌باشد (زمان رسیدن فشار به مقدار Pm/e) که می‌توان آن را طبق رابطه تجربی زیر برحسب میکرو ثانیه به دست آورد (Rajendran و Narasimhan، ۲۰۰۶):

$$\theta = 96.5\left(W^{1/3}\right)\left(\frac{W^{1/3}}{R}\right)^{-0.22} \quad (۳)$$

t برحسب همان واحد θ یعنی میکروثانیه و مشخصه e هم همان عدد نپرین می‌باشد.

۳- تحلیل دینامیکی پدیده انفجار

اگر بارگذاری سازه تابع زمان باشد، آنگاه پاسخ سازه نیز به زمان وابسته خواهد بود. محاسبات نشان می‌دهد که اگر بارگذاری به صورت متناوب و با فرکانس کمتر از یک چهارم کمترین فرکانس طبیعی ارتعاش سازه باشد، پاسخ سازه به ندرت از پاسخ استاتیکی بیشتر می‌شود و بنابر این از روش‌های شبه استاتیکی می‌توان استفاده کرد. اما اگر فرکانس بارگذاری بیشتر و یا بار به صورت ناگهانی به سازه وارد شود، تحلیل دینامیکی مورد نیاز خواهد بود. برای تحلیل دینامیکی علاوه بر ماتریس سختی، ماتریس جرم و ماتریس میرایی نیز مورد نیاز است. در زمینه تحلیل عددی انتشار امواج ضربه‌ای روش‌های اجزای محدود، اجزای مرزی و تفاضل محدود مطرح می‌باشند. در تحقیق حاضر روش عددی اجزای محدود بررسی می‌شود. در روش اجزای محدود، سازه و آب هر دو با اجزاهای محدود مدل می‌شوند. اگرچه روش‌های تفاضل محدود و حجم محدود در بررسی دینامیک سیالات و انتشار امواج کاربرد وسیعی دارند اما وقتی که اندرکنش این امواج با سازه‌ها مطرح می‌شود، روش اجزای محدود کارایی بیشتری دارد؛ زیرا سازه‌ها معمولاً با روش اجزای محدود مدل می‌شوند، لذا تطابق بهتری حاصل می‌شود. به طور کلی روش‌های اجزای محدود به دو گروه اویلری و لاگرانژی تقسیم می‌شوند. روش‌های لاگرانژی عمدتاً برای مدل‌سازی سازه‌ها استفاده شده و قابلیت مدل‌سازی تغییر شکل‌های بزرگ را در سازه دارد. در این روش موقعیت شبکه متغیر می‌باشد. لذا برای مسائل جریان مناسب نیست. از طرف دیگر روش‌های اویلری عمدتاً برای مدل‌سازی محیط سیال به کار می‌روند و موقعیت شبکه در این روش ثابت است (Rajendran و Narasimhan، ۲۰۰۶). دو رویکرد کلی برای حل معادلات اجزای محدود وجود دارد. حل در حوزه فرکانس و حل در حوزه زمان. در روش اول با استفاده از تبدیل فوریه، معادلات حرکت از حوزه زمان وارد حوزه فرکانس شده و در آن‌جا اقدام به حل آن‌ها می‌شود. اما در روش دوم، روش‌های انتگرال‌گیری عددی معادلات حرکت در حوزه زمان تولید شده‌اند. معمولاً برای مسائل مربوط به بارگذاری غیر متناوب یا ناگهانی از معادله حرکت نسبت به زمان انتگرال‌گیری می‌شود. روش انتگرال‌گیری مستقیم یک روش گام به گام نسبت به زمان است و پاسخ سازه در فواصل زمانی Δt محاسبه می‌شود. در گام زمانی nام معادلات حرکت سازه با فرض رفتار غیر خطی به صورت معادله (۴) می‌باشد که در رفتارخطی سازه معادله به صورت معادله (۵) تبدیل می‌شود.

$$M\ddot{U}_n + C\dot{U}_n + R_n^{\text{int}} = R_n^{ext} \quad (۴)$$

$$M\ddot{U}_n + C\dot{U}_n + KU_n = R_n^{ext} \quad (۵)$$

M ماتریس جرم، C ماتریس میرایی، K ماتریس سختی، R_n^{ext} و R_n^{int} ماتریس نیروهای خارجی و داخلی، U، $\dot{U}$ و $\ddot{U}$ به ترتیب ماتریس تغییر مکان، ماتریس سرعت و شتاب نقاط گرهی سازه می‌باشد. در روش‌های مختلف انتگرال‌گیری مستقیم، پاسخ سازه در گام زمانی n+1 با استفاده از شرایط مشخص سازه در یک یا چند گام قبل محاسبه می‌شود. الگوریتم‌های حل معادلات به دو دسته ضمنی و صریح تقسیم می‌شوند و از نظر کاربردی مهم‌ترین تفاوت بین روش‌های صریح و ضمنی به پایداری روش و بهینه بودن آن مربوط می‌شود. شکل عمومی عبارت‌های تفاضلی در روش الگوریتم صریح به صورت زیر است:

$$U_{n+1} = f(U_n, \dot{U}_n, \ddot{U}_n, U_{n-1}, \ldots) \quad (۶)$$

در روش صریح[1] حل به صورت گام به گام و جزء به جزء از مرزها شروع شده و به پیش می‌رود. ماتریس‌ها در این روش کوچک و حتی به صورت دستی قابل حل هستند. این روش در تعداد سعی و خطاهای بالا (مثلاً ۱۰۰۰) همگرا می‌شود؛ و در نتیجه درصد خطای حل بیشتر از روش ضمنی است و رسیدن به نتیجه نهایی زمان بر است. این روش معمولاً با استفاده از گام-

1- Explicit

های زمانی بسیار کوچک همگرا می‌شود. در پدیده‌های فیزیکی با سرعت بسیار زیاد همانند نیروهای انفجاری و یا نیروهای ضربه ای که در یک بازه زمانی بسیار کوچک بار زیادی به سازه وارد می‌شود، همگرا کردن حل در شیوه ضمنی عملاً غیر ممکن است. علاوه بر آن مشاهده عکس‌العمل سازه در بازه‌های زمانی کوچک نیز مد نظر است. با توجه به مطالب ارائه شده می‌توان به این نتیجه رسید که برای حل مسائل مربوط به انفجار استفاده از روش حل صریح منطقی می‌باشد (محمودزاده، ۱۳۸۶).

۴- معادلات حاکم بر مخزن

با استفاده از معادلات انتقال رینولدز، پیوستگی و ممنتم خطی و با استفاده از قانون ویسکوزیته استوکس برای یک سیال نیوتنی با چگالی و ویسکوزیته ثابت، فشار و مؤلفه‌های سرعت در جریان یک سیال هم دما از معادله (۷) به همراه شرایط اولیه و شرایط مرزی تعیین خواهند گردید.

$$\rho\frac{D\vec{v}}{Dt}=-\vec{\nabla}p+\mu\nabla^2\vec{v}+\vec{B} \qquad (۷)$$

در این معادله ρ چگالی سیال، μ ویسکوزیته سیال، $\vec{B}$ و $\vec{v}$ به ترتیب بردار نیروهای بدنه‌ای و میدان سرعت در سیال می‌باشد. عملگر $\nabla^2=\frac{\partial^2}{\partial x^2}+\frac{\partial^2}{\partial y^2}+\frac{\partial^2}{\partial z^2}$ عملگر لاپلاسین می‌باشد. با خلاصه‌سازی و در نظر گرفتن فرضیات سیال بدون لزجت، حرکت با دامنه کم و سیال تراکم‌پذیر خطی معادله حاکم بر مخزن به شکل زیر در می‌آید (Chopra، ۱۹۶۷):

$$\nabla^2 p(x,y,z)=\frac{1}{C^2}\ddot{p}(x,y,z) \qquad (۸)$$

که در آن C سرعت موج فشاری و p فشار هیدرودینامیکی می‌باشد. سرعت موج فشاری با رابطه $C=\sqrt{\frac{K}{p}}$ تعریف می‌شود، K مدول بالک سیال می‌باشد.

۵- شرایط مرزی مخزن

۵-۱- شرایط مرزی سد- مخزن

در سطح تماس سد- مخزن جریانی در امتداد نرمال بر سطح مشترک وجود ندارد. این فرض بر اساس این واقعیت است که سطح سد بتنی نفوذناپذیر می‌باشد. این فرض منجر به شرطی می‌شود که در جهت عمود بر مرز مشترک، سرعت نسبی وجود ندارد یعنی $v_n^S=v_n$ که n بردار راستای نرمال به سطح مشترک سد- مخزن، v_n^S و v_n به ترتیب سرعت سازه و سرعت سیال در راستای n می‌باشدکه به شکل زیر بازنویسی می‌شود:

$$v_n^S=\vec{v}\cdot\vec{n} \qquad (۹)$$

و با مشتق‌گیری از دو طرف رابطه (۹) نسبت به زمان و نیز با استفاده از معادله اولر خواهیم داشت:

$$a_n^s=-\frac{1}{\rho}\vec{\nabla}p\cdot\vec{n} \qquad (۱۰)$$

به طوری که a_n^S شتاب سازه در امتداد نرمال بر سطح تماس سد و مخزن می‌باشد.

۵-۲- شرط مرزی مخزن- پی

چنانچه جذب امواج فشاری منتشر شده در محیط مخزن از طریق رسوبات کف مخزن وجود نداشته باشد و یا قابل صرف‌نظر باشد، شرط مرزی مشابه شرط مرزی سطح تماس سد- مخزن برای مرز مخزن- پی نیز قابل کاربرد می‌باشد. در حالتی که رسوب جمع شده در کف مخزن سبب جذب امواج فشاری مخزن شود، می‌توان آن را در حالت ساده شده‌ای مشابه شرط مرزی، مرز انتهایی مخزن مدل نمود. در این پژوهش شرایط پی به گونه‌ای است که جذب امواج فشاری در کف وجود ندارد لذا شرایط مرزی حاکم همانند مرز سد- مخزن خواهد بود.

۵-۳- شرایط مرزی سطح آزاد

در سطح آزاد مخزن، مقدار فشار صفر می‌باشد. به عبارت دیگر برای کلیه گره‌های واقع بر سطح مخزن، فشار صفر به عنوان شرط مرزی مخزن تعریف خواهد شد. همچنین این فرض، عدم وجود امواج سطحی در سدهای بتنی را بیان می‌نماید. زیرا از امواج سطحی در مدل‌سازی صرف نظر گردیده است.

۵-۴- شرط مرزی انتهای دور مخزن

مرز قطع شده در انتهای مخزن در مدل اجزای محدود مخازن با طول بی‌نهایت، توسط محققان متعددی بررسی شده است. شرط مرزی سومرفلد یکی از معمول‌ترین آن‌ها می‌باشد که مبتنی بر فرض انتشار امواج صفحه‌ای در سیال در فاصله دور از وجه سد می‌باشد. این شرط به شکل ریاضی به صورت زیر بیان می‌شود:

$$\frac{\partial p}{\partial n}=-\frac{1}{C}\frac{\partial p}{\partial t} \qquad (۱۱)$$

که در آن n راستای عمود بر مرز می‌باشد. این رابطه، شرط مرزی انتشار معروف به شرط مرزی سومرفلد را بیان می‌کند. این شرط یک میرایی را به سیستم معرفی نموده که اتلاف انرژی ناشی از

امواج بیرون رونده از سیستم را مدل می‌نماید (Fenves و Chopra، ۱۹۸۵).

۶- رفتار غیر خطی مصالح و حل آن

مسئله سازه‌ای غیر خطی، مسئله‌ای است که در آن سختی سازه با تغییر شکل آن تغییر می‌کند. در تحلیل غیر خطی ضمنی، ماتریس سختی سازه در طول تحلیل باید دفعات زیادی تشکیل شده و معکوس شود که سبب می‌شود هزینه تحلیل غیر خطی نسبت به تحلیل خطی بسیار بالاتر باشد. در یک تحلیل غیر خطی صریح، این افزایش هزینه به علت کاهش بازه زمانی پایدار می‌باشد.

۶-۱- مدل‌سازی رفتار غیر خطی بتن در Abaqus

سه مدل ساختاری مختلف برای تحلیل رفتار غیر خطی مصالح بتن و ترک خوردگی آن، تحت فشار محصور کنندگی کم، در نرم‌افزار Abaqus وجود دارد. این مدل‌ها وابسته به محصول انتخابی برای تحلیل می‌باشند. مدل ترک خوردگی آغشته‌ای بتن در Abaqus- استاندارد و مدل ترک خوردگی شکننده بتن در Abaqus- صریح موجود است. مدل پلاستیسته خرابی (آسیب) بتن در هر دو مورد قابل استفاده می‌باشد. مدل انتخابی جهت بررسی رفتار غیر خطی بتن در پژوهش حاضر مدل آسیب بتن می‌باشد. مدل پلاستیسته آسیب بتن در آباکوس توانایی مدل-سازی بتن و سایر مصالح شبه ترد در همه انواع سازه‌ها اعم از تیرها، پوسته‌ها و اجسام جامد را دارد. این مدل متشکل از ترکیب پلاستیسیته چند سختی غیر همبسته و الاستیسیته خرابی اسکالر برای توصیف خرابی برگشت‌ناپذیر که در طی پروسه‌های شکست رخ می‌دهد، می‌باشد.

۶-۲- رفتار مکانیکی

مدل استفاده شده برای رفتار بتن تحت بارگذاری انفجاری، یک مدل آسیب پیوسته بر اساس پلاستیسته برای بتن می‌باشد. این مدل فرض می‌کند که دو مکانیزم اصلی شکست، ترک خوردگی کششی و خردشدگی فشاری مصالح بتنی می‌باشد.

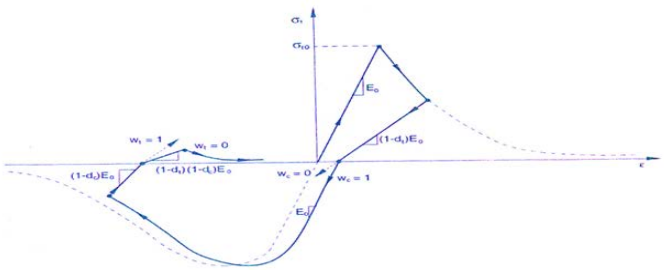
۶-۳- رفتار فشاری و کششی تک محوره

این مدل فرض می‌کند که پاسخ کششی و فشاری تک محوره بتن همان گونه که در شکل (۱) نشان داده شده است با پلاستیسته خرابی مشخص می‌شود (Bhattacharjee و Lager، ۱۹۹۴).

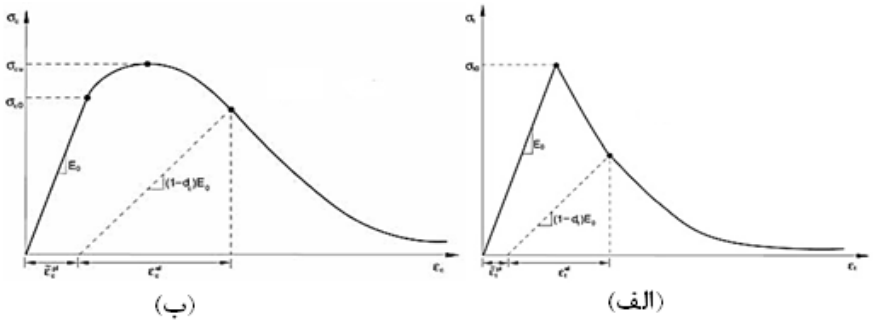
تحت شرایط بارگذاری دوره‌ای تک محوره، مکانیزم بازیافت مقاومت کاملاً پیچیده می‌باشد، که شامل بازشدگی و بسته شدگی ریز ترک‌های توزیع شده در جسم می‌باشد، که باید به خوبی اثرات متقابل آن لحاظ شود. آزمایش تنها راهی است که بتوان رفتار باز آفرینی سختی الاستیک با تغییرات بارگذاری به وجود آمده در طول بارگذاری سیکلی تک محوره را مورد بررسی قرار داد. اثر بازیابی سختی، مشابه اثر تک سویه، یک جنبه مهمی از رفتار بتن تحت بارگذاری دوره‌ای می‌باشد. اثر تغییر بارگذاری از کشش به فشار، معمولاً موجب بسته شدن ترک‌های کششی گردیده و منجر به بازیابی سختی فشاری می‌شود. شکل (۲) چرخه بارگذاری تک محوره را نشان می‌دهد (حداد، ۱۳۸۷).

۶-۵- نرم‌افزار Abaqus

Abaqus یک نرم‌افزار شبیه‌سازی بسیار قدرتمند جهت تحلیل مسائل مهندسی می‌باشد. اساس کار این نرم‌افزار روش اجزای محدود بوده و محدوده وسیعی از مسائل مهندسی را می-توان با استفاده از آن تحلیل کرد. در Abaqus مجموعه کاملی از المان‌های مختلف وجود دارد. این المان‌ها شبیه‌سازی بیشتر مواد و سازه‌های مهندسی را در این نرم‌افزار ممکن می‌سازند. آباکوس از دو فرآیند تحلیلی اصلی تشکیل شده است: Abaqus- استاندارد و Abaqus- صریح. Abaqus- استاندارد یک فرآیند تحلیلی کلی می‌باشد که توانایی حل محدوده وسیعی از تحلیل-های خطی و غیر خطی، استاتیکی و دینامیکی را دارد. این فرآیند سیستم معادلات حاکم بر مسئله را به شکل ضمنی در هر بازه تحلیل حل می‌کند. در مقابل Abaqus- صریح تحلیل را در طی زمان با استفاده از بازه‌های زمانی بسیار کوچک، بدون حل سیستم درگیر معادلات در در هر بازه به جلو می‌برد.



شکل ۱- پاسخ بتن به بارگذاری تک‌محوره در: الف) کشش، ب) فشار



شکل ۲- چرخه بارگذاری تک‌محوره (کشش- فشار- کشش) برای فاکتورهای بازیابی سختی

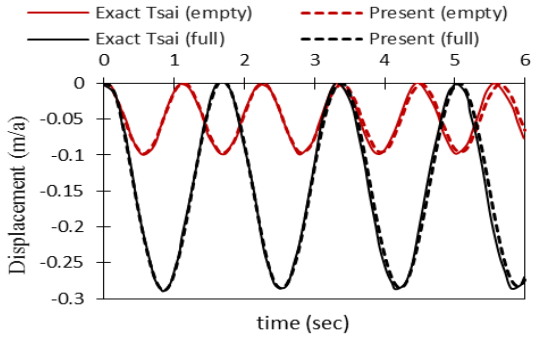
۷- صحت‌سنجی

برای اعتبارسنجی حل، مدل مورد مطالعه توسط Lee و Tsai (۲۰۰۶) که پاسخ سیستم سد و مخزن به صورت حل دقیق برآورد کرده‌اند، در نرم‌افزار اجزای محدود Abaqus بررسی شده است. در پژوهش مذکور یک دیواره بتنی و آب پشت آن تحت شتاب‌های افقی، یکی شتاب حاصله از زلزله السنترو و دیگری شتاب خطی با یک مقدار ثابت قرار گرفته است. این بررسی با در نظر گرفتن مشخصات جدول (۱) برای مصالح دیواره و آب پشت آن و همچنین با در نظر گرفتن اندرکنش بین دیواره و آب با مقایسه با یک مدل صلب از دیواره صورت گرفته است. در جدول، K مدول بالک آب، ρ چگالی، C سرعت صوت در آب، ϑ ضریب پواسون بتن و E همان ضریب الاستیسته بتن دیواره می‌باشد. حل این مسئله در پژوهش انجام گرفته توسط محققین مذکور به روش تحلیلی صورت گرفته است و در انتها نتایج سیستم شکل (۲- الف) با شتاب زلزله السنترو و شتاب رمپ شکل (۲- ب) نشان داده شده است. با مدل‌سازی مسئله حاضر در نرم‌افزار Abaqus و مقایسه نتایج به دست آمده با نتایج حاصل از پژوهش Lee و Tsai (۲۰۰۶) می‌توان به صحت مدل‌سازی سیستم سد و مخزن و اعمال اثرات اندرکنشی مابین آن‌ها دست یافت.

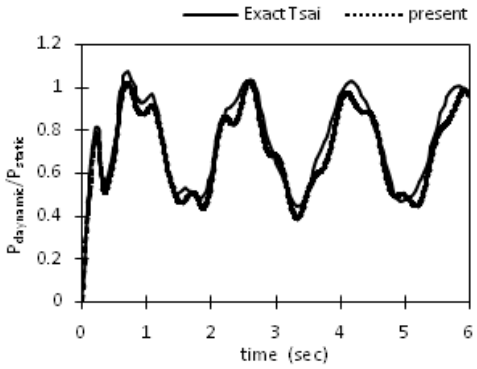
جدول ۱- مشخصات مصالح دیواره بتنی و آب مخزن

مشخصات مصالح دیواره بتنی				مشخصات آب		
E_1 Gpa	E_2 Gpa	ρ_c Kg/m³	ϑ	C m/s	ρ_w Kg/m³	K Gpa
۳۴۳	۳/۴۳	۲۴۰۰	۰	۲۴۰۰	۱۰۰۰	۲/۰۷

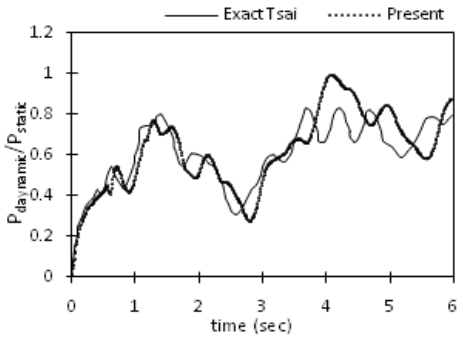
پس از اعمال شتاب پله‌ای و اعمال شرایط مرزی و خصوصیات مصالح، تحلیل عددی سیستم بررسی شده در تحقیق Tsai در نرم‌افزار Abaqus مدل‌سازی شد. مقایسه جابجایی‌های تاج سد، حاصل از نتایج عددی با نتایج تحلیلی ناشی از شتاب رمپ (شکل (۳)) و ضریب الاستیسیته E_1 در حالت مخزن پر و خالی در شکل (۴) نشان داده شده است. مقایسه نتایج حاصل از این شکل انطباق کامل جابه‌جایی تاج سد، برای تحقیق حاضر با تحلیل دقیق Lee و Tsai (۲۰۰۶) را نشان می‌دهد. تغییرات فشار هیدرودینامیکی در پایین‌ترین نقطه از دیواره بتنی تحت اثر شتاب رمپ وارده در نتایج حل عددی و حل تحلیلی در شکل (۵) برای E_1 و شکل (۶) برای E_2 آورده شده است. از این دو نمودار هم می‌توان به صحت مدل‌سازی سیستم سد- مخزن پی برد.



شکل ۴- مقایسه تغییر مکان تاج سد تحت شتاب رمپ، حاصل از حل تحلیلی Lee و Tsai (۲۰۰۶) و حل عددی برای مخزن پر و خالی



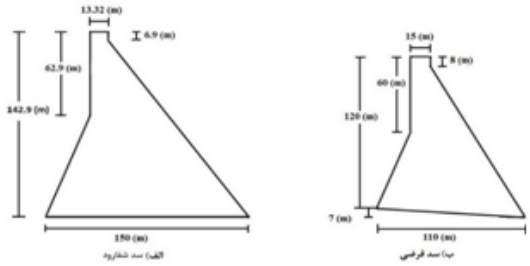
شکل ۵- مقایسه شتاب هیدرودینامیکی در پاشنه دیواره تحت شتاب رمپ برای E_1



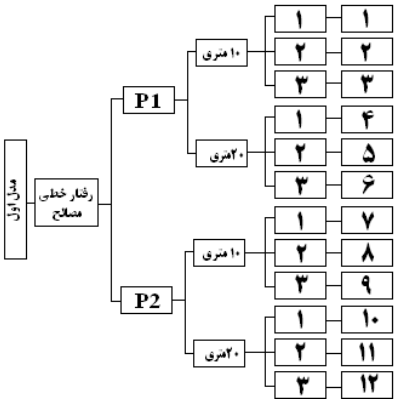
شکل ۶- مقایسه شتاب هیدرودینامیکی در پاشنه دیواره تحت شتاب رمپ برای E_2

۸- مشخصات و مدل‌های ساخته شده در Abaqus

مدل‌های مورد بررسی در پژوهش حاضر شامل مدل دو بعدی سد در حال احداث شفارود واقع در استان گیلان و سد بتنی وزنی با هندسه مشخص می‌باشد. شکل‌های مربوط به این دو سد در شکل (۷) نمایش داده شده است. مدل اول در ۱۲ حالت با توجه به شکل (۸) و مدل دوم در ۱۸ حالت مطابق شکل (۹) مورد تحلیل و بررسی قرار گرفته است. رفتار دینامیکی هر یک از مدل‌های مذکور تحت دو بار انفجاری مقایسه شده است. همچنین بار انفجاری در دو فاصله افقی، ۱۰متری و ۲۰ متری از بدنه سد قرار گرفته که هر کدام از این حالت‌ها در ۳ نقطه ارتفاعی بالا (۱)، میانه (۲) و پایین (۳) مدل‌سازی شده است. ارتفاع از سطح آب مخزن مربوط به این ارتفاعات در جدول (۲) ارائه شده است. برای مشخص کردن حالت تحلیل از شکل‌های (۸) و (۹) کدگذاری بدین صورت است که ابتدا شماره مدل سپس شماره حالت تحلیل آورده می‌شود. برای مثال مدل دو-۱۲ یعنی این که با توجه به شکل (۹) بار انفجاری دوم در فاصله افقی ۲۰ متری از بدنه سد و در ارتفاع پایین (موقعیت ۳ از شکل (۱۰)) با در نظر گرفتن رفتار خطی می‌باشد.



شکل ۷- نمایش هندسه سدهای مدل‌سازی شده

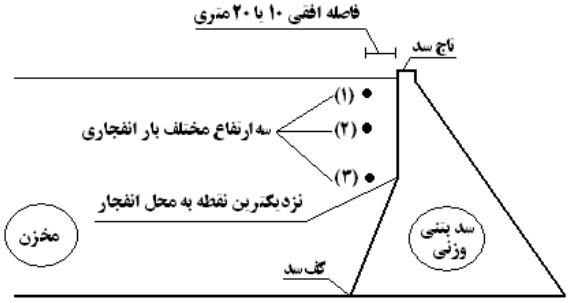


شکل ۸- حالت‌های ساخته شده از مدل یک

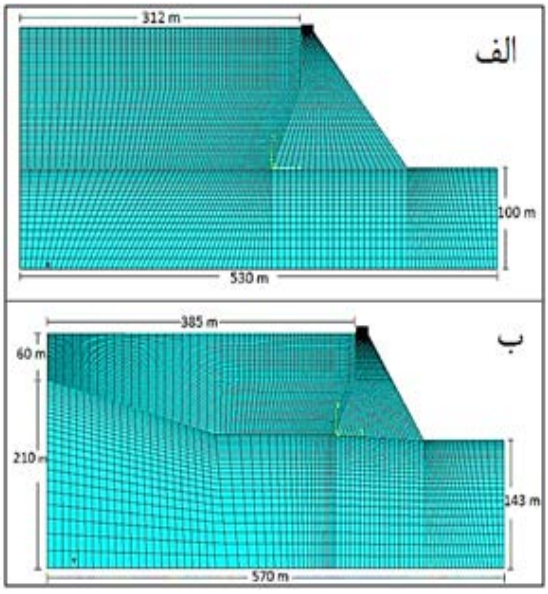
شکل ۹- حالت‌های ساخته شده از مدل دو

جدول ۲- ارتفاع نقاط انفجاری از سطح آب مخزن

موقعیت واحد	۱(m)	۲(m)	۳(m)
سد شفارود (مدل یک)	۱۰	۳۰	۶۰
سد فرضی (مدل دو)	۱۰	۲۰	۵۲



شکل ۱۰- نقاط مختلف از سد و مخزن



شکل ۱۱- مدل اجزای محدود سیستم سد بتنی وزنی- مخزن- فونداسیون

برای این دو هندسه از سد وزنی مش‌بندی مورد استفاده در نرم‌افزار Abaqus مطابق شکل (۱۱) می‌باشد. در جدول (۳) مشخصات مصالح مورد استفاده در مدل‌ها ارائه شده است. مشخصات مربوط به سیال همانند جدول (۱) می‌باشد.

همچنین در جدول (۴) مشخصات مربوط به داده‌های سختی کششی بتن و متغیر خرابی کششی مصالح بتن برای مدل دوم ارائه شده است. در تحقیق حاضر رفتار کششی مصالح بتن مربوط به مدل دوم، رفتار پلاستیسیته و رفتار فشاری آن در حالت الاستیک فرض شده است.

جدول ۳- مشخصات مصالح بتن بدنه سد

	مشخصات مصالح					
	سازه سد			فونداسیون		
	چگالی Kg/m^3	مدول الاستیسیته GPa	ضریب پواسون	چگالی Kg/m^3	مدول الاستیسیته GPa	ضریب پواسون
مدل یک	۲۴۰۰	۲۱	۰/۲	۲۵۰۰	۴۰	۰/۳۳
مدل دو	۲۶۳۰	۳۰	۰/۲	۲۸۰۰	۶۰	۰/۱۵

جدول ۴- داده‌های سختی کششی و متغیر خرابی مصالح بتن

جابه‌جایی (متر)	متغیر خرابی	جابه‌جایی (متر)	تنش تسلیم (پاسکال)
۰	۰	۰	۲۹۰۰۰۰
۰/۰۰۰۰۶۶۲	۰/۳۸۱۲۱۷	۰/۰۰۰۰۶۶۲	۱۹۴۰۰۰۰
۰/۰۰۰۱۲۳	۰/۶۱۷۱۰۷	۰/۰۰۰۱۲۳	۱۳۰۰۰۰۰
۰/۰۰۰۱۷۳	۰/۷۶۳۰۷۲	۰/۰۰۰۱۷۳	۸۷۳۰۰۰
۰/۰۰۰۲۲	۰/۸۵۳۲۹۳	۰/۰۰۰۲۲	۵۸۳۰۰۰
۰/۰۰۰۲۶۵	۰/۹۰۹۲۸۲	۰/۰۰۰۲۶۵	۳۹۲۰۰۰
۰/۰۰۰۳۰۸	۰/۹۴۳۸۶۵	۰/۰۰۰۳۰۸	۲۶۳۰۰۰
۰/۰۰۰۳۵۱	۰/۹۶۵۲۶۵	۰/۰۰۰۳۵۱	۱۷۶۰۰۰
۰/۰۰۰۳۹۴	۰/۹۷۸۵۰۶	۰/۰۰۰۳۹۴	۱۱۸۰۰۰
۰/۰۰۰۴۳۸	۰/۹۸۶۷	۰/۰۰۰۴۳۸	۷۹۲۰۰
۰/۰۰۰۴۸۲	۰/۹۹۱۷	۰/۰۰۰۴۸۲	۵۱۳۰۰

۹- نتایج تحلیل عددی انفجار در مدل‌های ساخته شده

مدل‌سازی دو بعدی عددی انفجار داخل مخزن سد بتنی وزنی با در نظر گرفتن اندرکنش بین سیستم سد- مخزن، مخزن- پی و سد- پی در نرم‌افزار اجزای محدود Abaqus با در نظر گرفتن رفتار خطی و غیر خطی مصالح بدنه سد و در نظر گرفتن پی الاستیک و مخزن آکوستیکی نتایجی را به دنبال داشته است که در ادامه به صورت تفکیک در چند بخش بیان شده است.

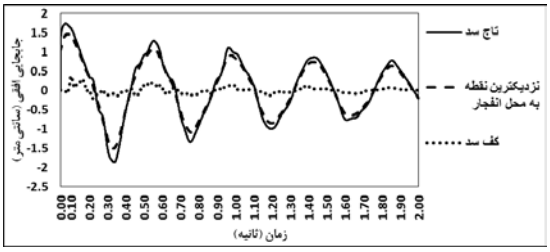
۹-۱- مقادیر جابجایی

تأثیر بار انفجاری بر جابجایی نقاط مختلف بدنه سد، در چند بخش زیر بررسی شده است.

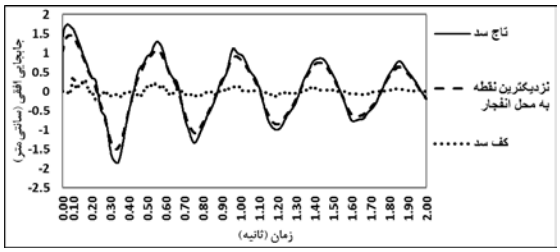
۹-۱-۱- مقایسه جابجایی در چند نقطه از بدنه سد

شکل‌های (۱۲) - (۱۴) تغییرات جابجایی افقی در ۳ نقطه از بدنه (تاج سد، کف سد و نزدیک‌ترین نقطه به محل انفجار) را به ترتیب برای مدل یک-۱، مدل دو -۱۳ نشان می‌دهد. این مقادیر حاکی از این است که اولاً جابجایی افقی تاج سد بیش‌ترین مقدار را نسبت به نقاط دیگر داشته، ثانیاً جابجایی افقی نقاط مختلف مدل دوم در حالت رفتار خطی مصالح، برخلاف مدل اول کمتر می‌باشد که این می‌تواند ناشی از تأثیر ارتفاع بالای مخزن و تأثیر اندرکنش سد- مخزن در مدل اول باشد.

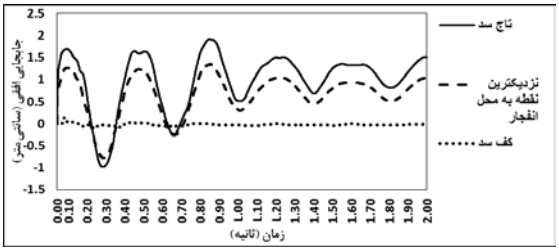
ثالثاً در نظر گرفتن رفتار غیر خطی مصالح در مدل دوم علاوه بر افزایش جابجایی موجب ایجاد تغییر مکان ماندگار در بدنه سد می‌شود.



شکل ۱۲- تغییرات جابجایی افقی برای مدل یک-۱ در سه نقطه از بدنه سد



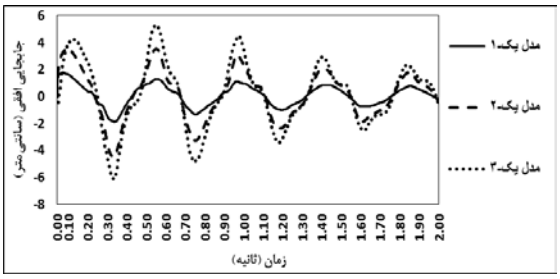
شکل ۱۳- تغییرات جابجایی افقی برای مدل دو-۱ در سه نقطه از بدنه سد



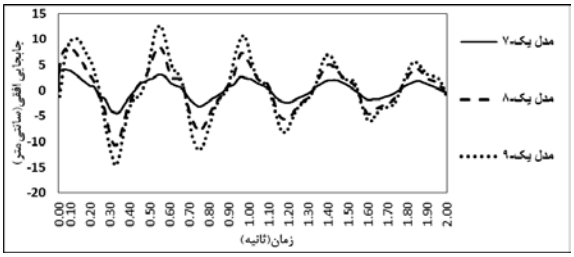
شکل ۱۴- تغییرات جابجایی افقی برای مدل دو-۱۳ در سه نقطه از بدنه سد

۹-۱-۲- تأثیر ارتفاع از سطح محل بار و مقدار بار انفجاری بر جابجایی

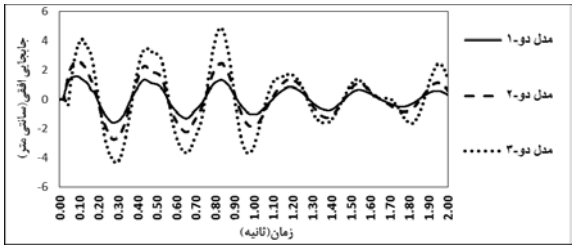
شکل (۱۵) جابجایی افقی مدل یک از سد بتنی وزنی در سه ارتفاع از بار انفجاری (طبق جدول (۲)) را نشان می‌دهد. همان‌طور که مشاهده می‌شود قرارگیری بار انفجاری در ارتفاع پایین از سطح مخزن، بیشترین جابجایی را به دلیل تأثیر بیشتر فشار هیدرودینامیکی نشان می‌دهد. شکل (۱۶) این بررسی را برای بار انفجاری دوم در مدل اول و شکل‌های (۱۷) و (۱۸) به ترتیب برای مدل دوم در بار انفجاری اول، در حالت رفتار خطی و غیر خطی مصالح را نشان دهد. مقایسه شکل (۱۵) و (۱۷) نشان می‌دهد که روند افزایشی جابجایی در هر دو مدل هندسی از سد، به دلیل تأثیر بیشتر فشار هیدرودینامیکی با قرارگیری بار انفجاری در ارتفاعات پایین‌تر از سطح آب چشم‌گیر است و در مقایسه بین این دو مدل، تغییر ارتفاع تأثیر بیشتری بر روی مدل اول گذاشته است، که این می‌تواند ناشی از وجود فشار هیدرودینامیکی زیاد ناشی از مخزن بزرگ برای مدل یک باشد. در شکل (۱۸) قرارگیری بار انفجاری در ارتفاع ۵۲ متری از سطح مخزن برای مدل دوم با رفتار غیر خطی تغییرات جابجایی بیشتری را نسبت به ارتفاع ۱۰ و ۲۰ متری ایجاد کرده است. تغییر ایجاد شده می‌تواند نشانگر دامنه تحمل کمتر مدل دوم برای تغییرات نقاط قرارگیری ماده منفجره باشد.



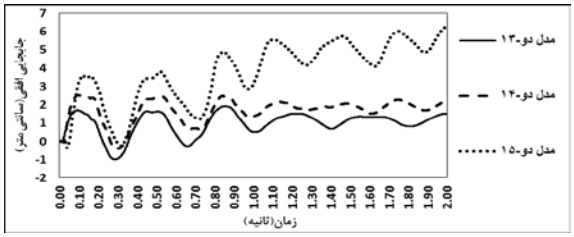
شکل ۱۵- مقایسه جابجایی افقی تاج سد برای مدل یک-۲ و یک-۳



شکل ۱۶- مقایسه جابجایی افقی تاج سد برای مدل یک-۷ و یک-۸ و یک-۹



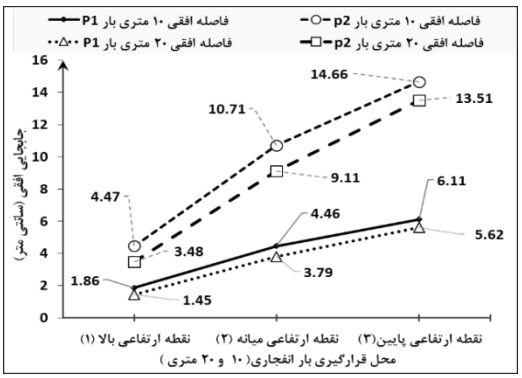
شکل ۱۷- مقایسه جابجایی افقی تاج سد برای مدل دو-۱ و دو-۲ و دو-۳



شکل ۱۸- مقایسه جابجایی افقی تاج سد برای مدل دو-۱۳ و دو-۱۴ و دو-۱۵

۹-۱-۳- حداکثر جابجایی تاج سد

شکل (۱۹) حداکثر جابجایی‌های افقی تاج سد ناشی از دو بار انفجاری برای دو فاصله افقی در ۳ موقعیت ارتفاعی مختلف از مدل یک را نشان می‌دهد. حداکثر جابجایی ایجاد شده در بار انفجاری دوم با مقدار ۱۴/۶۶ و حداقل آن ۱/۴۵ سانتی‌متر بوده است. این نمودار تأثیر بار انفجاری را مقدم بر تأثیر فاصله ماده منفجره از بدنه سد را نشان می‌دهد. همچنین با کاهش ارتفاع از سطح محل قرارگیری بار انفجاری افزایش جابجایی تاج سد با سرعت بیشتری صورت می‌پذیرد و شیب افزایش جابجایی در تغییر ارتفاع ۱۰ به ۳۰ متر نسبت به ۳۰ به ۶۰ متر محل بار انفجاری، کمتر می‌باشد. در شکل (۲۰) حداکثر جابجایی تاج در مدل دوم برای بار انفجاری اول با لحاظ رفتار غیر خطی مصالح بدنه سد نشان داده شده است. این شکل میزان جابجایی حداکثر در مدل دوم را برای بار انفجاری اول و در حالت رفتار خطی مصالح نشان داد. لحاظ رفتار غیر خطی با در نظر گرفتن حالت بازیابی سختی پلاستیسیته آسیب بتن باعث کنترل جابجایی می‌شود به نحوی که مقدار جابجایی حداکثر تاج سد با در نظر گرفتن رفتار خطی برای بار انفجاری اول بیشتر از حالت غیر خطی در شرایط یکسان می‌باشد. همچنین با توجه به شکل، تغییر ارتفاع و قرارگیری بار انفجاری در سطوح پایین جابجایی بیشتری را در حالت رفتار غیر خطی نسبت به خطی در بر دارد.

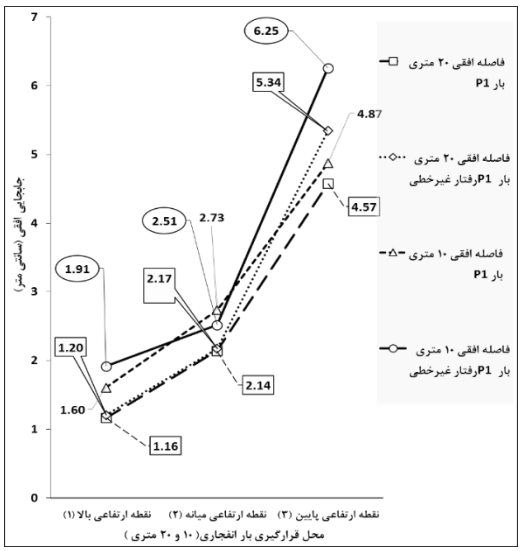


شکل ۱۹- مقایسه حداکثر جابجایی تاج سد برای تمامی حالت-های مدل یک

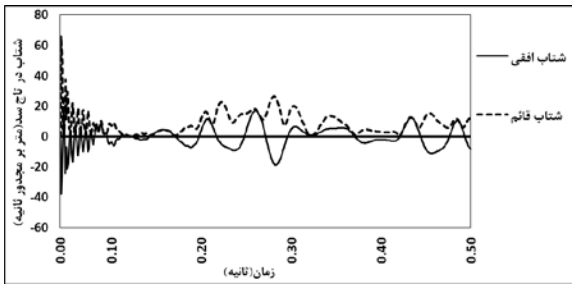
۹-۲- مقادیر تغییرات شتاب

۹-۲-۱- تغییرات شتاب در چند نقطه از بدنه

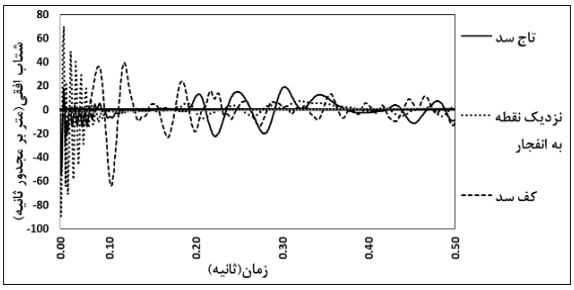
تغییرات شتاب در نقاط تاج، کف و نزدیک‌ترین نقطه به محل انفجار در بدنه سد بررسی شده است. شکل (۲۱) مقایسه مقادیر شتاب افقی و قائم در تاج سد، در نیم ثانیه اول برای مدل یک-۱ را نشان می‌دهد و بیانگر آن است که مقادیر شتاب در تاج در حالت افقی بیشتر از حالت قائم بوده و بیش‌ترین شتاب به دلیل وارد شدن خیلی سریع و ناگهانی بار انفجاری در ۰/۱۰ ثانیه اول رخ می‌دهد. شکل (۲۲) مقادیر تغییرات شتاب افقی را برای سه نقطه تاج، کف و نزدیک‌ترین نقطه به محل انفجار برای مدل یک-۱ نشان می‌دهد. همان طور که ملاحظه می‌شود در محل نزدیک به انفجار شتاب حدود ۳ برابر در تاج سد می‌باشد. نزدیکی به نقطه انفجار تلاطم زیادی داخل محیط آکوستیکی مخزن به وجود آورده و این موضوع باعث نوسانات فراوان در شتاب نقطه مذکور گردیده است به نحوی که شتاب در نزدیکی نقطه انفجار همانند یک بار لرزه‌ای عمل نموده است.



شکل ۲۰- مقایسه حداکثر جابجایی تاج سد برای بار انفجاری اول، مدل یک



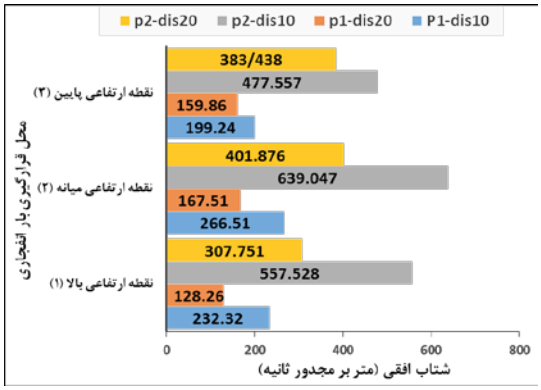
شکل ۲۱- مقایسه شتاب افقی و قائم تاج سد برای مدل یک-۱



شکل ۲۲- تغییرات شتاب افقی برای مدل یک-۱ در سه نقطه از بدنه

۹-۲-۲- تغییرات حداکثر شتاب ایجاد شده با تغییر اندازه بار انفجاری

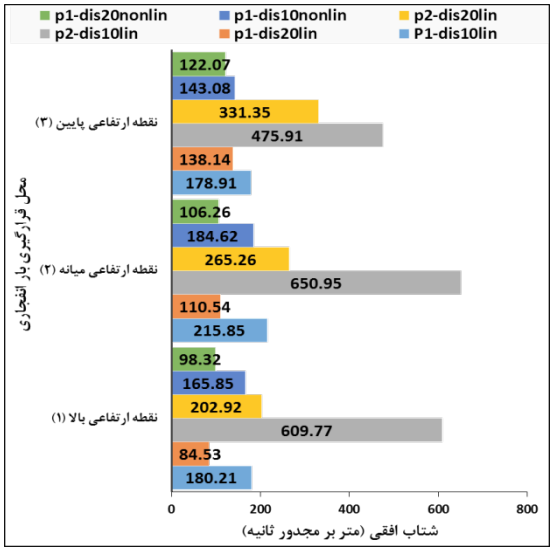
برای بررسی تأثیر مقدار اندازه بار انفجاری در شکل‌های (۲۳) و (۲۴) مقادیر حداکثر شتاب ایجاد شده توسط دو بار انفجاری P1 و P2 را برای تاج سد در فاصله ۱۰ و ۲۰ متری مورد مقایسه قرار گرفته است. بر خلاف جابجایی که با افزایش فاصله بار انفجاری از سطح مخزن مقادیر جابجایی افزایش می‌یافت، نمودار شکل (۲۳) نشانگر آن است که مقدار شتاب افقی به وجود آمده در تاج سد در قسمت میانه حالت بیشینه را داشته و با افزایش فاصله از سطح مخزن مقدار شتاب افزایش نمی‌یابد. موارد بالا در مورد رفتار غیر خطی مصالح نیز برقرار می‌باشد. شکل (۲۴) این تغییرات را برای مدل دوم با در نظر گرفتن رفتار خطی و غیر خطی نشان می‌دهد. همچنین در نظر گرفتن رفتار غیر خطی مصالح در مقایسه با رفتار خطی، مقدار شتاب ناشی از بار انفجاری در بدنه سد را کاهش می‌دهد. (دقت شود که در نمودار زیر برای مثال p1-dis20nonlin برای بار انفجاری اول در فاصله افقی ۲۰ متری و رفتار غیر خطی مصالح مورد نظر می‌باشد).



شکل ۲۳- شتاب افقی حداکثر ناشی از بار انفجاری در مدل اول

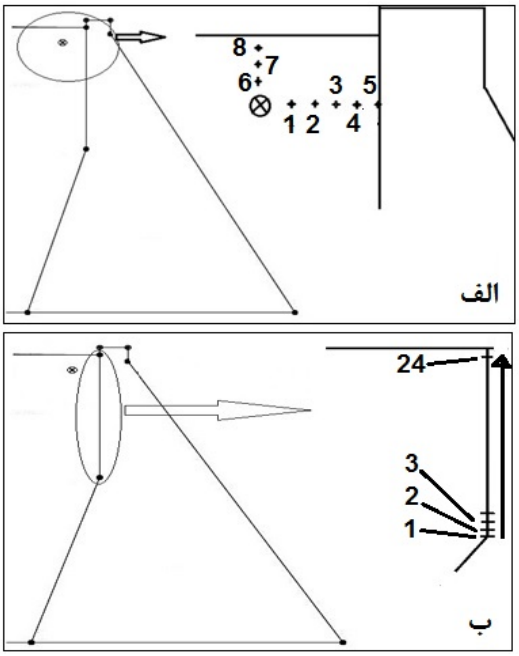
۹-۳- تغییرات فشار هیدرودینامیکی

فشار هیدرودینامیکی وابسته به مؤلفه‌های مخزن بوده و فارغ از رفتار مصالح بدنه سازه سد می‌باشد لذا فقط برای مدل اول، نتایج بررسی می‌شود. نمودارهای مربوط به فشار هیدرودینامیکی در موقعیت‌های مختلف با توجه به شکل (۲۵- الف) برای حالت یک از مدل اول نشان داده شده است. فشار هیدرودینامیکی مربوط به هر یک از موقعیت‌ها در شکل (۲۶) آمده است. همان طور که از شکل ملاحظه می‌شود فشار هیدرودینامیکی در موقعیت‌های نزدیک به محل انفجار بیشتر بوده و با فاصله گرفتن از محل انفجار این کمیت کاهش چشمگیری می‌یابد. نکته قابل توجه این که در محل اندرکنش سد- مخزن مقدار فشار هیدرودینامیکی افزایش می‌یابد.

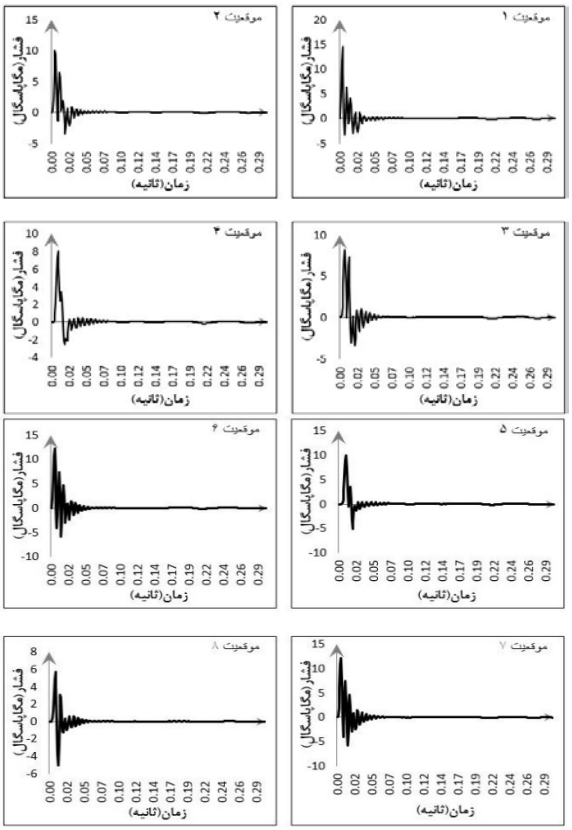


شکل ۲۴- شتاب افقی حداکثر ناشی از بار انفجاری در مدل دوم

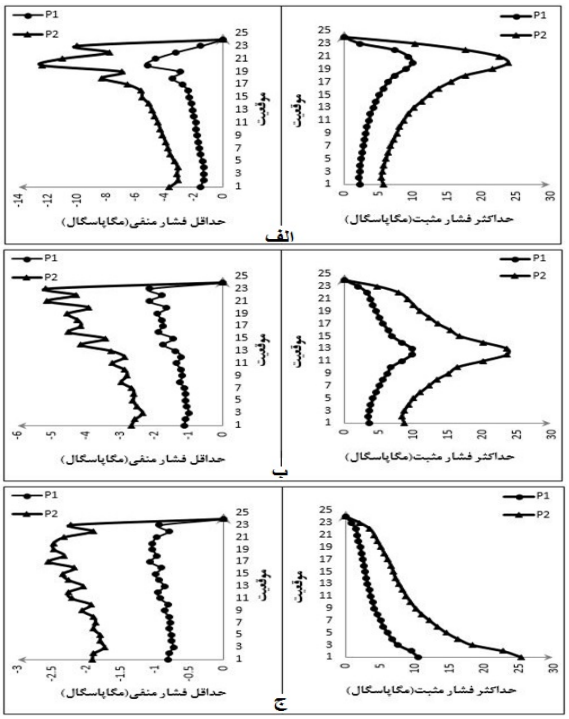
با توجه به شکل (۲۵- ب) مقادیر حداکثر فشار هیدرودینامیکی در ارتفاع برای ۳ موقعیت ارتفاعی بالا، میانه و پایین برای بار انفجار اول و دوم به ترتیب در شکل (۲۷) رسم شده است. مقادیر حداکثر در این نمودارها ثابت و با تغییر محل بار انفجاری، تغییر محل فشار حداکثر رخ می‌دهد.



شکل ۲۵- موقعیت‌های فشار هیدرودینامیک در مخزن: الف) فاصله افقی و قائم از محل انفجار، ب) نقاط ارتفاعی



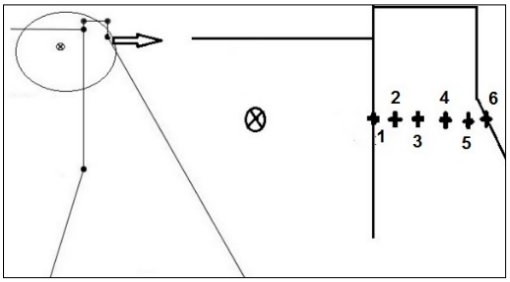
شکل ۲۶- فشار هیدرودینامیکی برای موقعیت‌های مختلف مخزن در مدل یک-۱



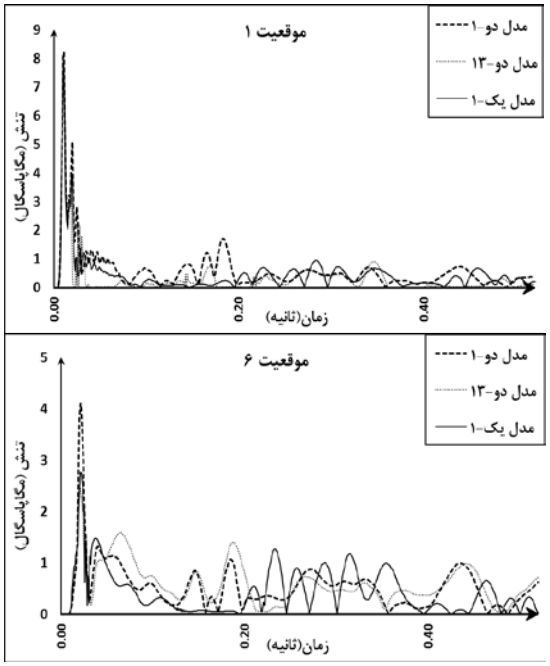
شکل ۲۷- حداکثر و حداقل فشار هیدرودینامیکی در وجه بالای مخزن مدل یک: الف) موقیعت بالا، ب) موقعیت میانه، ج) موقعیت پایین

۹-۴- مقادیر تنش

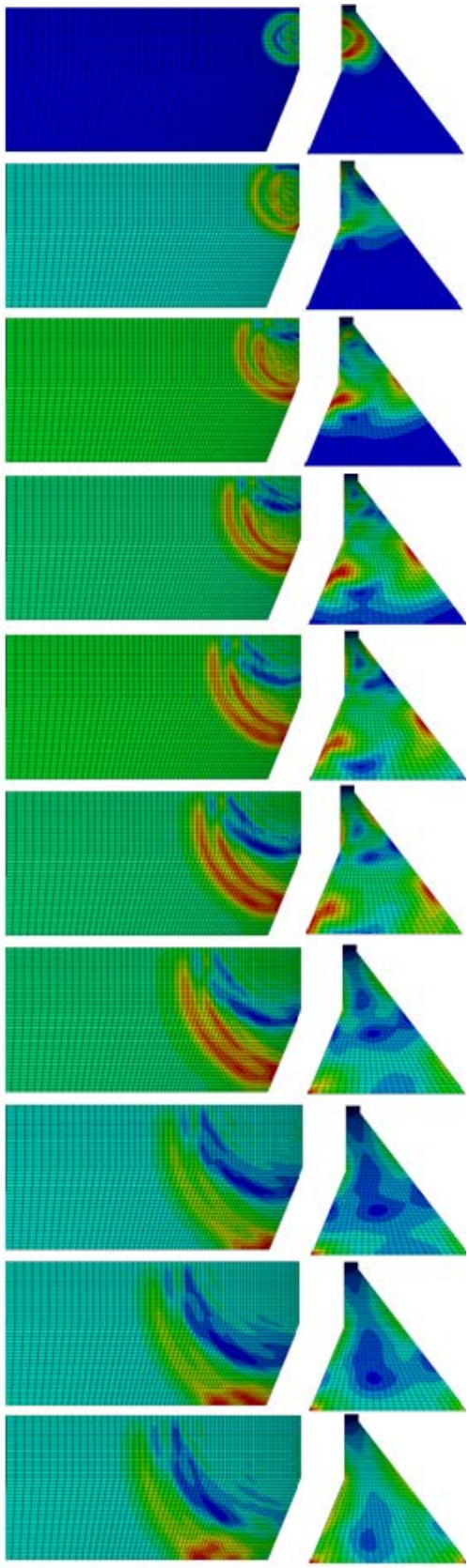
تغییرات تنش در شش موقعیت از بدنه سد در نزدیکی محل انفجار بررسی شده است. نقاط بررسی در شکل (۲۸) نشان داده شده است. شکل (۲۹) تغییرات تنش مدل یک-۱ برای ۶ موقعیت مذکور را نشان می‌دهد. همان طور که ملاحظه می‌شود تنش‌ها در ابتدا هم‌زمان با شروع انفجار به مقدار حداکثری می‌رسند و رفته رفته از میزان این تنش‌ها کاسته می‌شود. همچنین با دور شدن از محل انفجار میزان تنش‌ها کاهش می‌یابد. در شکل (۲۹) مقادیر تنش برای مدل یک-۱، مدل دو-۱ و دو-۱۳ نشان داده شده است. این مقایسه نموداری نشان می‌دهد که مقدار تنش ایجاد شده در مدل اول بیشتر از مدل دوم بوده که این می‌تواند ناشی از هندسه و یا خصوصیات مصالح سد باشد.



شکل ۲۸- موقعیت‌های مختلف در بدنه سد نزدیک به نقطه انفجار



شکل ۲۹- مقایسه تنش در پوسته بدنه سد (موقعیت ۱ و ۶) در مدل یک-۱، دو-۱ و دو-۱۳



شکل ۳۰- توزیع تنش و فشار هیدرودینامیکی در مدل یک-۲ با گام زمانی ۰/۰۱ ثانیه

همچنین در مقایسه تأثیر لحاظ رفتار غیر خطی مصالح، مقدار تنش و نوع تغییرات آن برای موقعیت ۱ برای رفتار خطی و غیر خطی یکسان اما در موقعیت ۶ یعنی پوسته پایین دست سد مقدار تنش حاصله در رفتار غیر خطی کاهش یافته است که این می‌تواند ناشی از ایجاد تغییر مکان ماندگار در بدنه باشد. این کاهش با مقدار تنش در مدل یک-۱ برابری می‌کند. کاهش تنش در مدل اول به دلیل هندسه خاص سد می‌باشد به طوری که عرض سد دوم در تاج بیشتر از عرض سد اول می‌باشد.

۹-۵- توزیع تنش در بدنه سد با شروع انفجار

توزیع تنش بر اساس معیار فون میسز در بدنه سد و فشار هیدرودینامیکی در مخزن در گام‌های زمانی یکسان در شکل (۳۰) نشان داده شده است. این شکل برای مدل یک-۲ که بار انفجاری اول را در موقعیت ارتفاعی میانه با فاصله افقی ۱۰ متری قرار داده شده را نشان می‌دهد. توزیع تنش به گونه‌ای است که با شروع انفجار و در نزدیک‌ترین نقطه به محل انفجار شروع شده و با گذشت زمان در کل بدنه توزیع می‌شود و فشار هیدرودینامیکی هم به صورت دایروی در مخزن انتشار می‌یابد. گام زمانی رخداد تنش و فشار از زمان صفر به ۰/۰۱۸ ثانیه شروع و با گام‌های ۰/۰۱ ادامه یافته تا در۱۰ حالت زمانی نمایش داده شده در شکل به زمان ۰/۱۰۸ ثانیه برسد.

۱۰- نتیجه‌گیری

در این مقاله اثر بار انفجاری داخل مخزن در دو مدل از سد بتنی وزنی با لحاظ رفتار خطی و غیر خطی مصالح مورد بررسی قرار گرفت که نتایج زیر را به دنبال داشت:

- جابجایی‌های نقاط مختلف سازه سد، ناشی از بار انفجاری داخل مخزن در جهت افقی به صورت منحنی‌های تقریباً سینوسی و در جهت قائم به صورت اشکال نامنظم و نزدیک به حالت سینوسی می‌باشد. جابجایی افقی در مقایسه با حالت قائم بیشتر می‌باشد.
- جابجایی‌ها در نقاط نزدیک به محل انفجار با در نظر گرفتن رفتار خطی برای مصالح بدنه سد، برابر با جابجایی تاج سد و یا کمتر از آن و برای رفتار غیر خطی مصالح کمتر از جابجایی تاج سد می‌باشد. این جابجایی چندین برابر جابجایی کف سد می‌باشد.
- در نظر گرفتن میرای جابجایی‌ها را در حالت خطی در یک مدت زمان خاص مستهلک می‌سازد اما لحاظ کردن رفتار غیر خطی مصالح این مستهلک شدن را با ایجاد یک تغییر مکان ماندگار همراه می‌کند.

• شتاب حاصل از بار انفجاری در بدنه سد در یک لحظه کوچک مقدار اوج داشته و با گذر زمان این مقدار اوج کاهش چشم‌گیری می‌یابد و همانند جابه‌جایی مقدار شتاب افقی بیشتر از حالت قائم آن می‌باشد. در نقطه نزدیک به محل انفجار شتاب ماکزیمم ایجاد می‌شود. بیشترین مقدار شتاب در مدل دوم برای بار انفجاری دوم در موقعیت میانه با مقدار ۶۵۰ متر بر مجذور ثانیه رخ داده است که این مقدار با شتاب‌های بیشینه ایجاد شده در مدل دوم در موقعیت‌های دیگر اختلاف فراوانی دارد.

• برای بار انفجاری با مقدار ثابت، با افزایش فاصله قرارگیری بار انفجاری، شتاب ایجاد شده در بدنه کاهش می‌یابد. مقایسه موقعیت ارتفاعی بار انفجاری حاکی از آن است که قرار گرفتن بار انفجاری در قسمت وسط مخزن، میزان شتاب بیشتری ایجاد می‌کند.

• فشار هیدرودینامکی ناشی از انفجار داخل مخزن با فاصله گرفتن از محل بار انفجاری کاهش می‌یابد. در محل انفجار این فشار خیلی زیاد بوده و به صورت تابع نمایی در یک مدت کوتاه از حالت بیشینه به صفر نزول می‌کند.

• توزیع تنش در سازه سد هم‌زمان با وقوع انفجار و افزایش فشار هیدرودینامیکی در مخزن، بیشتر شده و از محل نزدیک انفجار حالت ماکزیمم به خود گرفته تا در کل بدنه توزیع گردد. نتایج حاصله نشانگر آن است که تنش در پوسته بیرونی وجه پایین دست سد بیشتر از وجه بالادست و نزدیک انفجار می‌باشد. در شرایط یکسان بار انفجاری فشار هیدرودینامیکی در مدل دوم از مقدار ۴/۵ مگاپاسگال برای رفتار خطی به مقدار ۳ مگاپاسگال در رفتار غیر خطی می‌رسد.

۱۱- مراجع

امامزاده ش، احمدی م، "مطالعه انتشار امواج ضربه‌ای انفجار زیر آب به روش المان محدود"، نشریه مهندسی دریا، ۱۳۸۴، ۳ (۴)، ۱۳-۲۶.

حداد م، "بررسی تأثیر CFRP در ناحیه مستعد تشکیل مفصل پلاستیک در پایه پل‌های بتن آرمه تحت بارگذاری یکنواخت"، چهاردهمین کنفرانس دانشجویان مهندسی عمران، سمنان، ایران، ۵-۷ شهریور، ۱۳۸۷.

شاه‌محمدی ح، محمدی س، "تحلیل اثر موج حاصل از انفجار بر لوله‌های مغروق"، نشریه مهندسی عمران و نقشه‌برداری دانشکده فنی تهران، ۱۳۸۹، ۴۴ (۱)، ۶۱-۷۲.

کلاته ف، عطارنژاد ر، "اثرات کاویتاسیون آکوستیکی و موج ضربه ای ناشی از آن درتحلیل دینامیکی سدهای بتنی"، نشریه مهندسی عمران و نقشه‌برداری دانشکده فنی تهران، ۱۳۹۰، ۴۵ (۳)، ۳۷۹-۳۸۹.

محمودزاده ا، "روش اجزای محدود"، انتشارات دانشگاه تهران، ۱۳۸۶.

Bhattacharjee SS, Lager P, "Application of NLFM models to predict cracking in concrete gravity dams", Structural Engineering, 1994, 120, 1255-1271.

Chopra AK, "Hydrodynamic pressure on dam during earthquakes", Engineering Mechanics, 1967, 98, 205-223.

Cole RH, "Underwater explosions", Princeton University Press, US, 1948.

Ding P, Buijk A, "Simulation of under water explosion using MSC Dytran, MSC Software Coreporation", 75th Shock & Vibration Symposium (SAVIAC), Virginia, US, 17-22 October, 2004.

Fenves G, Chopra AK, "Reservoir bottom absorption effects in earthquake response of concrete gravity dams", Structural Engineering, 1985, 111, 545-562.

Galehdari SA, Khodarahmi H, Hadidi S, Karimi A, "Analysis of standoff and charge weight effect on peak pressure and deformation of metallic plate subjected to under water explosion", Advanced Defense Science and Technology, 2014, 3, 207-216.

Iakovlev S, "Submerged fluid-filled cylindrical shell subjected to a shock wave: Fluid-structure interaction effects", Fluids and Structures, 2007, 23, 117-142.

Langrand B, Leconte N, Menegazzi A, Millot T, "Submarine hull integrity under blast loading", Impact Engineering, 2009, 36, 1070-1078.

Lee GC, Tsai CS, "Time domain analyses of dam-reservoir system", Engineering Mechanics, 1991, 117, 1990-2006.

Li X, Wei X, Zheng P, Wu W, "The Response of a floating structure due to underwater explosion with cavitation effect", International Offshore and Polar Engineering Conference, Beijing, China, 20-25 June, 2010.

Rajendran R, Narasimhan K, "Deformation and Fracture Behaviour of Plate Specimens Subjected to Underwater Explosion: A review", Impact Engineering, 2006, 32, 1945-1963.

Ramajeyathilagam K, Vendhan CP, "Deformation and rupture of thin rectangular plates subjected to underwater shock", International Journal of Impact Engineering, 2004, 30, 699-719.

Sprague MA, Geers TL, "A Spectral-element/ finite-element analysis if a ship-like structure subjected to an underwater explosion", Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, 2006, 195, 2149-2167.

Teich M, Gebbeken N, "Analysis of FSI effects of blast loaded flexible structures", Engineering Structure, 2011, 55, 73-79.

University of Tabriz

Journal of Civil and Environmental Engineering
Volume 47 (2017), Issue 1 (Spring), 91-104.

EXTENDED ABSTRACT

Numerical Analysis of Dynamic Response of Concrete Gravity Dam under Blast Loading in the Reservoir

Fardin Norouzi, Farhoud Kalateh *, Mohammad Ali Lotfollahi-Yaghin

Faculty of Civil Engineering, University of Tabriz, Tabriz, 5166616471, Iran

Received: 12 March 2016**; Accepted:** 08 October 2016

Keywords:
Blast loading, Gravity dam, Reservoir -structure interaction, Finite element, Displacement, Stress.

1. Introduction

Studies about effects of blast in the reservoir on dynamic behavior of concrete dams is accelerated with began of Second World War and the necessity of finding the persevering ways of this structures against of blast loading (Cole, 1948). In the present paper the effect of explosion in the reservoir on dynamic response of concrete gravity dam is study using ABAQUS commercial software. In the present research two different gravity dam model are considered and the effect of geometrical and material properties on dynamic response of gravity dam are studied. In the first model the linear behavior of material and in the second model the linear and nonlinear behavior of material are considered in the analysis (Sprague and Geers, 2006).

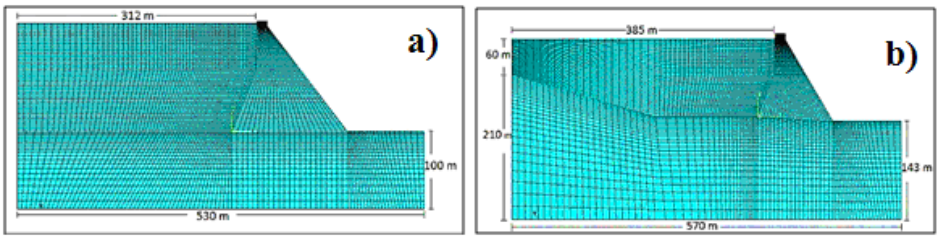


Fig. 1. Concrete gravity dam-reservoir-foundation finite element model, a) Shafaroud Gravity dam, b) assumptive gravity dam

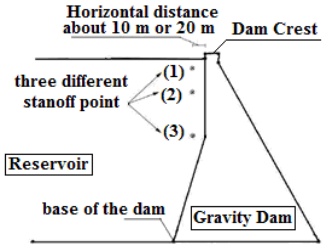


Fig. 2. Configuration of different standoff points in the reservoir

* Corresponding Author
E-mail addresses: fardinnorouzi1989@yahoo.com (Fardin Norouzi), f.kalateh@gmail.com (Farhoud Kalateh), lotfollahi@tabrizu.ac.ir (Mohammad Ali Lotfollahi-Yaghin).

2. Methodology

In this study, the procedure for computing concrete gravity dams response to blast loading in the reservoir is described. This procedure considers the effects of dam body material behavior and standoff pint location in determining the crest displacement, stress in dam body and hydrodynamic pressure in the reservoir produced by the blast loading. Based on a two-dimensional model of concrete gravity dam, a dynamic time-history analysis is carried out to using ABAQUS software to study the effect of different aspects on the response. Fig. 1 shows the finite element model of two considered gravity dams. Fig. 2 represents the configuration of different standoff points in the reservoir.

3. Results and discussion

Validation of analysis using comparison of obtained result with existing analytical one is done and good agreement between two results shows that accuracy of analysis process. In the following analysis of gravity dam-reservoir-foundation system, different scenarios are considered. Obtained results show that the horizontal displacement of different point of dam body is grate that vertical displacement and considering material nonlinearity causes larger displacement. In addition, comparison between different standoff points of charge show that located of standoff point of charge in the middle part of dam causes larger acceleration. Distribution of induced stress wave in the dam body is begun from the point of dam body facing of standoff point of charge. Stress in the downstream layers of dam is grater that upstream face. With considering of nonlinearity of material not noticeable difference is obtained in the stresses in dam body in the comparison of linear material behavior. Fig. 3 Show sample results that obtained from the present research.

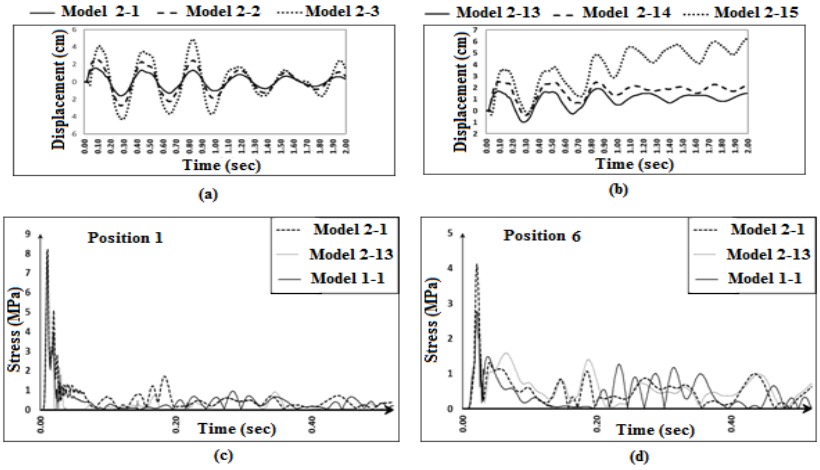


Fig. 3. a) comparison of time-history of displacement for charge located at the position (2), b) comparison of time-history of displacement for charge located at the position (1), c) Time history of dam body stress for different models, charge is located near point (1), d) Time history of dam body stress for different models, charge is located near point (2)

4. Conclusions

This study considers the response of concrete gravity dam subjected to blast loading. The results of the analysis compared with those obtained from different assumption for material of dam and standoff point. Obtained results show that material nonlinearity has significant effects in the predicting of dam response and change of standoff point location, alter the response of gravity dam but the critical location for standoff point is near the slop change in the dam geometry. With approach of standoff point to the dam body the effect of explosion loading intensified but not linearly proportional to the distance.

5. References

Cole RH, “Underwater Explosions”, Princeton University Press, US, 1948.

Sprague MA, Geers TL, “A spectral-element/finite-element analysis if a ship-like structure subjected to an underwater explosion”, computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, 2006, 195, 2149-2167.