



تأثیر موقعیت و شدت انفجار بر رفتار سازه‌های سد با در نظر گرفتن اعماق مختلف رسوبات

امیر قامتلو، سعید عباسی*

گروه آب و سازه های هیدرولیکی، گروه مهندسی عمران، دانشگاه زنجان، زنجان، ایران.

تاریخچه داوری:

دریافت: ۱۴۰۰/۱۲/۲۸
بازنگری: ۱۴۰۱/۰۷/۱۱
پذیرش: ۱۴۰۱/۰۳/۲۴
ارائه آنلاین: ۱۴۰۲/۰۴/۰۱

کلمات کلیدی:

سد بتنی وزنی
آنالیز دینامیکی غیرخطی
تراز رسوب
مخزن سد
ABAQUS

خلاصه: در مقاله حاضر تأثیر تراز رسوبات کف مخزن سد، بر پاسخ دینامیکی غیرخطی سد بتنی وزنی تحت انفجار TNT با استفاده از مدل عددی به صورت سه بعدی مورد مطالعه قرار گرفته است. بدین منظور با فرض دو تراز مختلف رسوبات در مخزن سد، تأثیر تراز آن بر رفتار دینامیکی و میزان آسیب بر روی سد بتنی وزنی بررسی شده است. مدل رفتاری بتن آسیب دیده پلاستیک (CDP) که شامل رفتار سخت شوندگی و نرم شوندگی کرنشی بتن می‌باشد، در مدلسازی اعمال شده است. در تحلیل‌ها از دینامیک غیرخطی سیستم سد-مخزن و فونداسیون به روش المان محدود و با استفاده از نرم‌افزار ABAQUS استفاده شده است. برای بارگذاری انفجار از تئوری CONWEP استفاده شده است. بعنوان مطالعه موردی، آنالیز خرابی سد بتنی وزنی کوبنا، واقع در کشور هند تحت انفجار TNT مورد ارزیابی قرار گرفته است. تحلیل‌ها برای سه نقطه انفجار مختلف و به ازای دو مقدار متفاوت ماده منفجره انجام گرفت. نتایج بدست آمده از تحلیل‌ها نشان می‌دهد هرچه محل انفجار از رسوبات موجود دورتر باشد، جابجایی در تاج سد بیشتر خواهد شد. افزایش ارتفاع رسوب موجود در مخزن سد، موجب استهلاک تنش و انرژی شده و در نهایت کاهش خرابی و جابجایی تاج سد را به همراه خواهد داشت.

۱- مقدمه

باتوجه به شرایط کنونی جهان و تأمین امنیت جهانی و مالی عموم کشور بررسی بار ناشی از بحث انفجار مطرح گردیده است. انفجار در یک بازه زمانی کوتاه با انرژی و فشار خیلی زیادی همراه است که این فشار غیر متعارف باعث بروز صدمات و خساراتی به سازه می‌شود. انفجار واکنشی شیمیایی است که در آن ماده منفجره اصلی توأم با دما و فشار زیاد با اکسیژن موجود در هوا ترکیب شده و در اثر اکسید شدن مواد منفجره محصولات داغ و پرفشاری به وجود می‌آید. در نتیجه در مدت زمان کوتاه باعث آزاد شدن مقدار انرژی زیادی می‌شود. از آنجا که بحث انفجار و ضربه‌های ناشی از آن به سازه در مدت زمان بسیار کوتاه، مدت‌ها مورد توجه طراحان بوده است لازم است که طراحان یک طراحی ایمن و بهینه با حداقل هزینه و حداکثر کارایی را فراهم نمایند. این امر نیازمند شناخت دقیق اثرات انفجار و ضربه‌های وارد بر سازه و رفتار سازه در برابر اثرات وارد شده است. چون شبیه سازی این گونه پدیده‌ها نیازمند مدل سازی و انجام تحلیل دینامیکی در بازه زمانی کوتاه

است و سازه به علت بارگذاری سریع دچار تغییر شکل بزرگ می‌شود و رفتار مصالح نسبت به رفتار مصالح در حالت غیر بارگذاری انفجاری تفاوت خواهد داشت، انجام چنین شبکه سازی پیچیده و دشوار و زمان بر خواهد بود [۱]. باتوجه به پیچیدگی‌های بسیار زیاد تحلیل‌ها و حساس بودن موضوع و همچنین با افزایش حملات تروریستی و خطرات ناشی از انفجار در طول سالیان اخیر، پیشرفت‌های خوبی در حوزه مهندسی ضربه و انفجار صورت گرفته است. برای انجام یک شبیه سازی واقعی نرم افزارهایی با قابلیت‌ها و توانمندی‌های ویژه‌ای نیاز خواهد بود که موارد متعددی به صورت اختصاصی و به طور تخصصی برای شبیه سازی چنین تحلیل‌هایی به خصوص انفجار و ضربه تهیه و ارائه شده است.

۲- بررسی تحقیقات پیشین

وانادیت الیس و دیویس (۲۰۱۰)، یک مدل مقایسه‌ای از یک سد وزنی بتنی را برای مطالعه رفتار دینامیکی سدهای وزنی بتنی تحت انفجارهای زیر آب طراحی کردند و از نتایج آزمایش برای ارزیابی اعتبار کدهای محاسباتی استفاده نمودند. آن سد در مقیاس ۱/۱۰۰ با ارتفاع ۹۰ سانتی متر و طول ۱۵۲

* نویسنده عهده‌دار مکاتبات: Abbasi.saeed@znu.ac.ir



توسط فرمولاسیون لاگرانژی مدل می‌شوند و سپس واکنش‌های ساختاری و ویژگی‌های خسارت سد در سناریوهای مختلف انفجار با در نظر گرفتن تغییرات در بار انفجاری، بدون فاصله و عمق انفجار مورد بررسی قرار می‌گیرند. بر این اساس مشخصه‌های ارتعاشی بهینه از جمله افزایش سرعت پیک (PVS) و فرکانس متوسط (MF) برای ارزیابی آسیب پذیری سدهای وزنی بتنی در معرض انفجارهای زیر آب اتخاذ شده‌اند که بهتر از روش سنتی ارزیابی آسیب است که تنها برپایه سرعت ذره‌ای (PPV) استوار است. معیار طیفی MF ، PVC که در مطالعه ایشان پیشنهاد شده، برای ارزیابی وضعیت آسیب سدهای بتنی وزنی پس از انفجارهای زیر آب، مناسب است و نتایج می‌تواند در ارزیابی مقاومت در برابر انفجار مورد استفاده قرار گیرد [۸].

مرادلو و همکاران (۲۰۱۹)، رفتار غیرخطی سدهای بتنی قوسی در معرض انفجار در زیر آب را مورد بررسی قرار دادند. در آن تحقیق امواج فشاری با استفاده از روش المان محدود سه بعدی به صورت کروی و رفتار غیرخطی بتن با استفاده از مدل انعطاف پذیری آسیب بتن مدل‌سازی گردید. یک سیستم کاملاً توأم شامل انتشار موج شوک و برهم کنش آب-سد مدل‌سازی شد و پاسخ دینامیکی سد در معرض انفجار زیر آب برای اندازه‌های مختلف انفجار در اعماق مختلف مورد مطالعه قرار گرفت. نتایج نشان داد که هرچه نقطه به منبع انفجاری نزدیکتر باشد، تأثیر و خسارت ناشی از انفجار زودتر ایجاد می‌شود. نتایج تجزیه و تحلیل دینامیکی و انرژی اتلاف شده با کاهش مقاومت عناصر نشان داد که برای مقدار مشخصی از مواد منفجره، افزایش عمق انفجار با افزایش حداکثر جابجایی سطح بالادست سد مطابقت دارد. نتایج همچنین تأیید کرد که توزیع خسارت به سد بتنی قوسی در معرض انفجار زیر آب به مقدار و عمق مواد منفجره بستگی دارد [۹].

باقری و نسب (۱۳۹۹)، به مطالعه ارزیابی رفتار سازه‌ی سدهای بتنی وزنی در برابر فشار هیدرولیکی ناشی از موج ضربه‌ای حاصل از انفجار در مخزن سد پرداختند. آن‌ها چندین نقطه دلخواه به عنوان نقاط پایینی، میانی و بالایی در ارتفاع سد انتخاب کردند و مواد منفجره را در فواصل ۱۰، ۲۰، ۳۰ متری قرار دادند. تحلیل عددی تحت محل‌های متفاوت انفجاری در مخزن سد انجام و در نهایت پروفیل‌های ترک سد را استخراج کردند. آن‌ها با مقایسه پروفیل ترک حاصل از تحلیل حالات مختلف بارهای انفجاری نتیجه گرفتند که موج شوک حاصل از انفجار در ارتفاع‌های میانی و نزدیک به کف سد تأثیرات مخرب‌تری به نسبت قرارگیری مواد منفجره در ارتفاع‌های نزدیک به تاج سد دارد [۱۰].

سانتی متر ساخته شده بود. موج فشاری ناشی از انفجار و حداکثر شتاب، و نتایج تخریب نشان داد که همبستگی بین میزان تخریب و موقعیت ضربه وجود دارد و به عبارتی میزان تخریب ناشی از انفجار تا حد مشخصی به موقعیت ماده منفجره بستگی دارد [۲]. زو و همکاران (۲۰۱۳)، به مدل‌سازی و تجزیه و تحلیل سدهای قوسی که در معرض انفجارهای زیر آب قرار گرفته‌اند پرداختند و دریافتند که پاسخ دینامیکی در صفحه افقی از همان پاسخ در صفحه عمودی قابل توجه‌تر است و بیش‌ترین پاسخ دینامیکی در لحظه انفجار در نقطه‌ای از سطح عمودی رخ داده است. با این حال تجزیه و تحلیل آنها خطی بود و در تحقیق ایشان فقط جابجایی‌ها و پاسخ‌های شتاب زمانی بدنه سد ارائه شده بود. ایشان رفتار غیرخطی بتن را نادیده انگاشته و آن را به عنوان ماده‌ای الاستیک در نظر گرفتند [۳].

وانگ و ژانگ (۲۰۱۴)، مدل‌سازی انفجار زیر آب را برای سدهای بتنی وزنی با احتساب اندرکنش سازه سیال و فونداسیون در عمق‌های مختلف از سطح آب و همچنین برای فاصله‌های مختلف از نقطه بدون فاصله با خروجی‌های متفاوت انجام دادند و میزان و خسارات حاصل از انفجار را بررسی کردند [۴]. ژانگ و همکاران (۲۰۱۴)، سازه یک سد بتنی وزنی را با مش بندی‌های مختلف در برابر بارهای انفجاری زیر آب مورد تحلیل قرار دادند. آن‌ها نتیجه گرفتند دقت نتایج عددی به شدت وابسته به اندازه مش می‌باشد [۵]. کلاته (۲۰۱۸)، به ارزیابی اثرات انفجار در هوا بر روی پاسخ دو سد وزنی و قوسی پرداخت و نشان داد سدهای قوسی آسیب پذیری و تخریب بیشتری نسبت به سدهای وزنی را دارا می‌باشند [۶]. لی و همکاران (۲۰۱۸)، نسبت به بررسی مدل‌های شکست سدهای وزنی بتنی تحت اثر انفجار زیر آب پرداختند؛ آن‌ها در تحقیق خود تأثیر فشار هیدرواستاتیک را بررسی کردند و نتایج کار آن‌ها نشان داد که وجود فشار هیدرواستاتیک در پاشنه‌ی سد آسیب زائی بیشتری دارد و گسترش انفجار با سرعت کمتری در پاشنه رخ می‌دهد. همچنین ایشان به اهمیت موقعیت قرارگیری مواد منفجره نیز تأکید داشتند [۷].

ونگ و همکاران (۲۰۱۹)، بر آسیب ناشی از انفجار در زیر آب تمرکز کردند تا وضعیت آسیب یک سد بتنی وزنی پس از انفجار را نشان دهند. برای این منظور یک مدل عددی کوپل شده سازه-سیال سه بعدی LS-DYNA برای شبیه سازی گسترش موج ضربه‌ای و اندرکنش آن با سازه سد را پیشنهاد کردند که در آن مواد منفجره، هوا و آب توسط یک فرمول لاگرانژی-اولبری (ALE) شبکه بندی شده بود. سد و فونداسیون آن

۳- معادله تعادل دینامیکی سازه

معادله دیفرانسیل حاکم از نوشتن تعادل حاکم بر جزء محدود سه بعدی به صورت زیر بدست می‌آید.

$$\sigma_{ij,j} + b_i = \rho_s \frac{\partial^2 u_i}{\partial t^2} \quad (1)$$

که در آن b_i نیروی واحد حجم جسم در جهت i و ρ_s چگالی جرمی مصالح محیط سازه می‌باشند. با استفاده از روش گالرکین و قضیه دیورژانس در رابطه (۱) و ساده سازی، معادله تعادل دینامیکی محیط سازه تحت تحریک زمین لرزه به شکل ماتریسی زیر بدست می‌آید:

$$[M] \ddot{u} + [C] \dot{u} + \{F_{internal}\} = -[M] \ddot{u}_g + \{F(t)\}_{hydrodynamic} + \{F\}_{static} \quad (2)$$

که در آن $[M]$ ماتریس جرم، $[C]$ ماتریس میرایی، $\{F_{internal}\}$ بردار نیروهای داخلی، $\{F\}_{static}$ نیروهای استاتیکی و $\{F\}_{hydrodynamic}$ بردار نیروی هیدرودینامیکی می‌باشد. \dot{u} و \ddot{u} به ترتیب، سرعت و شتاب نسبی سازه و \ddot{u}_g بردار شتاب زمین می‌باشند. بردار $\{F\}_{hydrodynamic}$ را می‌توان به صورت زیر بیان نمود:

$$\begin{aligned} \{F\}_{hydrodynamic} &= - \int_{\Gamma_1} N_s^T n p d\Gamma = \\ &= - \left(\int_{\Gamma_1} N_s^T n N_f d\Gamma \right) p = -[Q] p \end{aligned} \quad (3)$$

در رابطه فوق ماتریس Q ماتریس اندرکنش نامیده می‌شود که در مرز مشترک سد و مخزن محاسبه می‌گردد. N_s ، N_f و p به ترتیب تابع شکل سیال، تابع شکل سازه و مجهول گرهی فشار در گرتهای واقع بر سطح مرزی مشترک دو محیط می‌باشد. در حالت کلی بردار $\{F_{internal}\}$ از رابطه زیر قابل محاسبه می‌باشد.

$$\{F_{internal}\} = \int_{\Omega_s} B^T \sigma d\Omega \quad (4)$$

به طوری که B ماتریس کرنش- تغییرمکان و σ بردار تنش‌های داخلی جزء محدود می‌باشند. رابطه (۴) با فرض رفتار خطی برای مصالح محیط سازه به صورت زیر ساده خواهد شد:

$$\{F_{internal}\} = [K]u \quad (5)$$

که در این رابطه $[K]$ ماتریس سختی محیط سازه می‌باشد [۱۱].

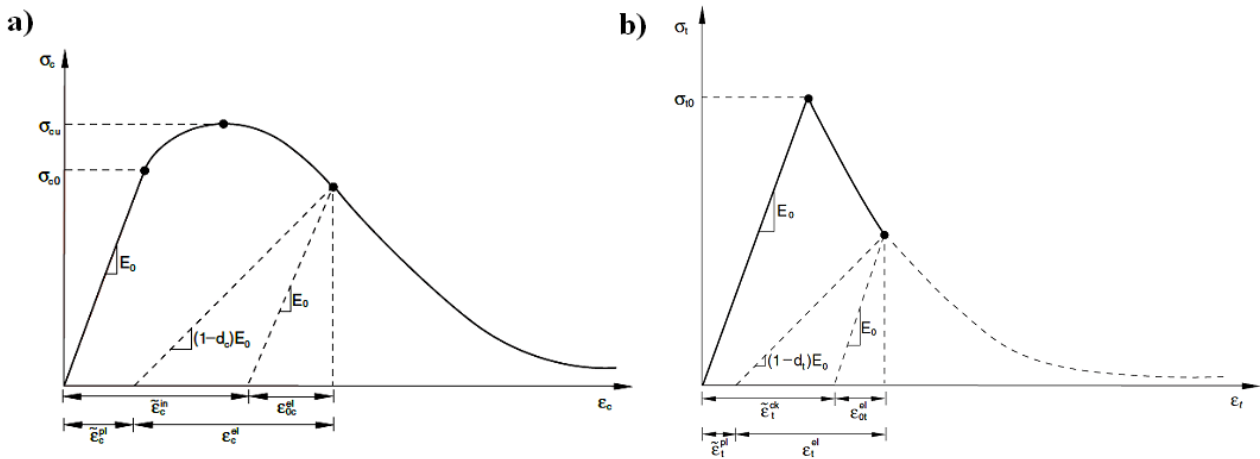
۴- مدل خرابی پلاستیک بتن (CDP)

تعیین رفتار غیر خطی بتن مهمترین مرحله در مدل سازی عددی سازه‌های بتنی میباشد. در نرم افزار المان محدود ABAQUS، رفتار غیر خطی مصالح ترد را می‌توان به سه روش، مدل ترک پخشی، مدل شکست ترد و مدل خسارت پلاستیک بتن تعریف کرد. هر یک از این مدل‌ها دارای مزایایی می‌باشند که می‌توانند بر حسب نیاز مورد استفاده قرار گیرند [۱۲]. مدل خسارت بتن تنها مدلی است که در هر دو تحلیل استاتیکی و دینامیکی قابل استفاده است. در این مدل فرض بر این است که ترک کششی^۱ و خرد شدگی^۲ فشاری دو جنبه اصلی مکانیسم گسیختگی بتن می‌باشند و برای مدل سازی شکست مصالح ترد تحت بارگذاری‌های چرخه‌ای (کشش و فشار متناوب) طراحی شده است به طوری که امکان بازیابی سختی^۳ در طی بارهای رفت و برگشتی وجود دارد [۱۳]. در مدل خسارت پلاستیک، به دلیل عدم وجود ضوابط گسیختگی^۴ امکان حذف المان‌ها در طول تحلیل یا ایجاد ترک، وجود ندارد؛ ولی این مدل توانایی پیشگویی محل و جهت تشکیل ترک‌ها را دارا می‌باشد. به منظور اجتناب از خرابی‌های زیاد در المان‌ها، مش بندی المان‌ها در مدل خسارت پلاستیک بتن بهتر است با استفاده از تکنیک Adaptive Meshing انجام شود [۹].

۵- رفتار فشاری و کششی تک محوره

مدل نشان داده شده در شکل ۱ فرض می‌کند که پاسخ فشاری و کششی تک محوره بتن با پلاستیسیته خرابی مشخص می‌شود. تحت کشش تک محوره، پاسخ تنش-کرنش تا مقدار تنش شکست σ_{t0} از یک رفتار

- 1 Tensile cracking
- 2 compressive crushing
- 3 Stiffness recovery
- 4 Failure criterion



شکل ۱. نمودار تنش- کرنش و پارامترهای رفتار پلاستیک بتن در مدل آسیب پلاستیک بتن (a) تحت تنش‌های فشاری (b) تحت تنش‌های کششی [۱۴]

Fig. 1. Stress-strain diagram and concrete plastic behavior parameters in concrete plastic damage model (a under compressive stresses (b under tensile stresses [14])

که در آن اندیس‌های **C, T** به ترتیب نماد کشش و فشار می‌باشند $\tilde{\epsilon}_c^{pl}$ و $\tilde{\epsilon}_t^{pl}$ کرنش‌های پلاستیک معادل $\tilde{\epsilon}_c^{pl}$ و $\tilde{\epsilon}_t^{pl}$ نرخ کرنش‌های پلاستیک معادل، θ و $f_i (1, 2, \dots)$ سایر متغیرهای میدانی از پیش تعریف شده می‌باشند.

همان‌گونه که در شکل ۱ نشان داده شده، هنگامی که قطعه بتنی از هر نقطه بر روی شاخه نرم شدگی کرنشی نمودار تنش-کرنش، باربرداری می‌شود، پاسخ تضعیف می‌گردد؛ به نحوی که بنظر می‌رسد سختی الاستیک اولیه مصالح دچار زوال شده است. زوال سختی الاستیک با دو متغیر خرابی d_c و d_t طبق روابط زیر مشخص می‌شود که فرض می‌گردد توابعی از کرنش‌های پلاستیک، دما و متغیرهای میدانی باشند:

$$d_t = d_t(\tilde{\epsilon}_t^{pl}, \theta, f_i) \quad (8)$$

$$d_c = d_c(\tilde{\epsilon}_c^{pl}, \theta, f_i) \quad (9)$$

دامنه تغییرات متغیرهای خرابی از صفر تا یک است. صفر، بیان‌کننده عدم خرابی مصالح می‌باشد و یک نمایانگر از دست رفتن کلی مقاومت است. اگر E_0 سختی الاستیک اولیه (خراب نشده مصالح) باشد، رابطه

الاستیک خطی تبعیت می‌کند.

آغاز شکست مصالح همزمان با شروع تشکیل ریز ترک‌ها در مصالح بتن می‌باشد. بعد از وقوع شکست، تشکیل این ریز ترک‌ها به شکل ماکروسکوپی با رفتار نرم شدگی تنش-کرنش بیان می‌شود که سبب تمرکز موضعی کرنش در ساختار بتن می‌شود. تحت فشار تک محوره، پاسخ تنش تسلیم اولیه σ_{c0} خطی می‌باشد. در ناحیه پلاستیک پاسخ معمولاً با نرم شدگی کرنشی پس از یک مرحله سخت شدگی تنشی، که فراتر از تنش نهایی رخ میدهد مشخص می‌شود. این توصیف اگر چه تا حدودی ساده سازی شده اما مشخصات اصلی پاسخ بتن را نشان می‌دهد [۱۴]. فرض می‌شود که نمودارهای تنش-کرنش تک محوره می‌توانند به نمودارهای تنش برحسب کرنش پلاستیک تبدیل شوند. این کار به شکل خودکار توسط نرم‌افزار از روی اطلاعات داده شده توسط کاربر که تنش را برحسب کرنش‌های غیر خطی مشخص می‌کند بر اساس روابط زیر انجام می‌شود:

$$\sigma_t = \sigma_t(\tilde{\epsilon}_t^{pl}, \tilde{\epsilon}_t^{pl}, \theta, f_i) \quad (6)$$

$$\sigma_c = \sigma_c(\tilde{\epsilon}_c^{pl}, \tilde{\epsilon}_c^{pl}, \theta, f_i) \quad (7)$$

صورت نمایی کاهش می‌یابد که رابطه زیر را می‌توان برای تغییرات زمانی فشار شوک ارائه کرد:

$$P(t) = P_m e^{-\frac{t}{\theta}} \quad (15)$$

در این رابطه θ یک ثابت زمانی می‌باشد (زمان رسیدن فشار به مقدار P_m/e) که می‌توان آن را طبق رابطه تجربی زیر برحسب میکرو ثانیه بدست آورد [۱۵]:

$$\theta = 96.5(w^{\frac{1}{3}}) \left(\frac{w^{\frac{1}{3}}}{r}\right)^{-0.22} \quad (16)$$

اگر بارگذاری سازه تابع زمان باشد، آنگاه پاسخ سازه نیز به زمان وابسته خواهد بود. اگر فرکانس بارگذاری بیشتر و یا بار بصورت 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. وقتی بررسی پاسخ سازه در برابر بارگذاری غیر متناوب یا ناگهانی مورد نیاز باشد، باید به دنبال پاسخ گذرا بود که در اینجا به انتگرال گیری از معادله حرکت نسبت به زمان نیاز است. در صورتی که بارگذاری تعداد زیادی از فرکانس‌های طبیعی سازه را تحریک کند، روش انتگرال گیری مستقیم صریح مناسب خواهد بود. روش انتگرال گیری مستقیم یک روش گام به گام نسبت به زمان است و پاسخ سازه در فواصل زمانی Δt محاسبه می‌شود. در گام زمانی n ام معادلات حرکت به صورت زیر می‌باشد:

$$M\ddot{U}_n + C\dot{U}_n + KU_n = R_n^{ext} \quad (17)$$

که در آن M ماتریس جرم، C ماتریس میرایی، K ماتریس سختی، R_n^{ext} ماتریس نیروهای خارجی و U ماتریس تغییر مکان نقاط گرهی سازه می‌باشد. 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. استفاده از الگوریتم صریح در این تحقیق به دلیل همگرایی بهتر اجتناب ناپذیر است. شکل عمومی

تنش- کرنش تحت بارگذاری تک محوره کششی و فشاری به ترتیب عبارت خواهد بود از:

$$\sigma_t = (1-d_t)E_0(\varepsilon_t - \tilde{\varepsilon}_t^{pL}) \quad (10)$$

$$\sigma_c = (1-d_c)E_0(\varepsilon_c - \tilde{\varepsilon}_c^{pL}) \quad (11)$$

تنش‌های چسبندگی و کششی و فشاری مؤثر نیز به شکل روابط زیر تعریف می‌شوند [۹]:

$$\bar{\sigma}_t = \frac{\sigma_t}{(1-d_t)} E_0(\varepsilon_t - \tilde{\varepsilon}_t^{pL}) \quad (12)$$

$$\bar{\sigma}_c = \frac{\sigma_c}{(1-d_c)} E_0(\varepsilon_c - \tilde{\varepsilon}_c^{pL}) \quad (13)$$

۶- تخمین بار انفجاری و تحلیل دینامیکی

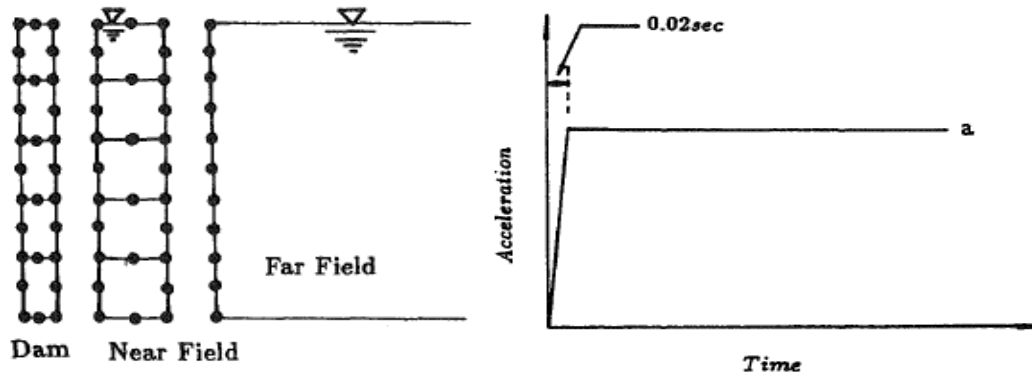
برای تعیین موج شوک ایجاد شده در اثر انفجار زیر آب تئوری‌ها و روابط تجربی مختلفی ارائه شده است. از آن جمله می‌توان به تئوری‌های بتنه و همکارش^۱ و پنی^۲ اشاره کرد. موج شوک ایجاد شده در هر نقطه یک مقدار فشار دارد که در کمتر از 10^{-7} ثانیه ایجاد می‌شود و سپس تقریباً به صورت نمایی در مدت کوتاهی کاهش می‌یابد. تحت شرایط متقارن، حداکثر فشار شوک مربوط به ماده منفجره TNT از رابطه تجربی زیر بر حسب مگاپاسکال به دست می‌آید:

$$P_M = 52.16 \left(\frac{W^2}{R}\right)^{1.13} \quad (14)$$

W وزن ماده منفجره TNT بر حسب کیلوگرم و R فاصله از ماده منفجره بر حسب متر است. فشار شوک در یک نقطه برحسب زمان به

1 Bathe-Kirkwood

2 Penney



شکل ۲. مدل تحلیل خطی استفاده شده برای صحت سنجی [۱۸]

Fig. 2. Linear analysis model used for validation [18]

که در آن R_n^{int} بیانگر ماتریس نیروهای داخلی است. حل این معادلات با در نظر گرفتن میرایی صورت خواهد گرفت. استفاده از میرایی ویسکوز در معادلات تعادل دینامیکی راحت تر صورت می پذیرد و حل معادلات با در نظر گرفتن میرایی به صورت ترکیب خطی از ماتریس جرم و سختی و وابسته سازی آن به فرکانس میرایی رایلی، با اعمال ضرایب β و α مربوط به این میرایی صورت می پذیرد [۱۶، ۱۷].

۷- صحت سنجی

مدل استفاده شده برای اعتبارسنجی، مدل خطی مورد مطالعه توسط لی^۱ و تسای^۲ است که پاسخ سیستم سد-مخزن را به صورت حل دقیق برآورد کرده اند و مدل را در نرم افزار اجزای محدود ABAQUS بررسی نموده اند [۱۸].

در پژوهش مذکور یک دیواره بتنی و آب پشت آن تحت شتاب خطی با یک مقدار ثابت مورد بررسی قرار گرفته است (شکل ۲) و تغییرات فشار هیدرودینامیکی در پایین ترین نقطه از دیواره بتنی تحت اثر شتاب خطی وارده آورده شده است. شکل ۳ مقایسه شبیه سازی صورت گرفته با پژوهش یاد شده را نشان می دهد:

مقایسه نتایج خروجی های مدل سازی صورت گرفته حاکی از دقت مناسب آن و بیانگر این است که نرم افزار آباکوس برای اهداف این تحقیق مناسب بوده و نتایج و خروجی های حاصل از آن قابل استناد می باشند. به منظور اطمینان بیشتر از صحت مدل سازی انجام شده، آنالیز دیگری نیز برای بدنه

عبارت های تفاضلی در روش الگوریتم صریح به صورت زیر است:

$$U_{n+1} = f(U_n, \dot{U}_n, \ddot{U}_n, U_{n-1}, \dots) \quad (18)$$

در اینجا به طور مختصر روش تفاضل مرکزی به عنوان یک روش صریح دو مرحله ای بیان می شود. روش تفاضل مرکزی به دو صورت تفاضل مرکزی کلاسیک و تفاضل مرکزی نیم گام می باشد که حالت اول به صورت زیر فرمول بندی خواهد شد، با گام زمانی Δt ، سرعت و شتاب در گام n به وسیله معادلات زیر تقریب زده می شود:

$$\dot{U}_n = \frac{1}{2\Delta t} (U_{n+1} - U_{n-1}) \quad (19)$$

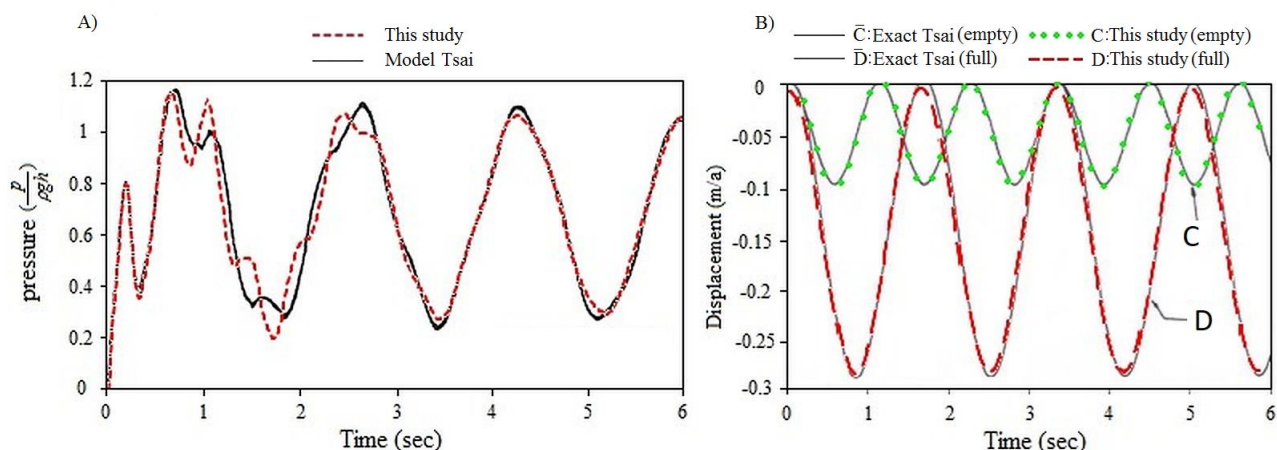
$$\ddot{U}_n = \frac{1}{\Delta t^2} (U_{n+1} - 2U_n + U_{n-1}) \quad (20)$$

در این روش تقریب U دارای دقتی از مرتبه دوم است و بنابراین نصف کردن گام زمانی تقریباً مقدار خطا را یک چهارم می کند. با جایگذاری معادلات فوق در معادله تعادل دینامیکی خواهیم داشت:

$$\left\{ \frac{1}{(\Delta t)^2} [M_n] + \frac{1}{2(\Delta t)} [C_n] \right\} \{U_{n+1}\} = \{R_n^{ext}\} - \{R_n^{int}\} + \frac{2}{(\Delta t)^2} [M_n] \{U_n\} - \left\{ \frac{1}{(\Delta t)^2} [M_n] - \frac{1}{2(\Delta t)} [C_n] \right\} \{U_{n-1}\} \quad (21)$$

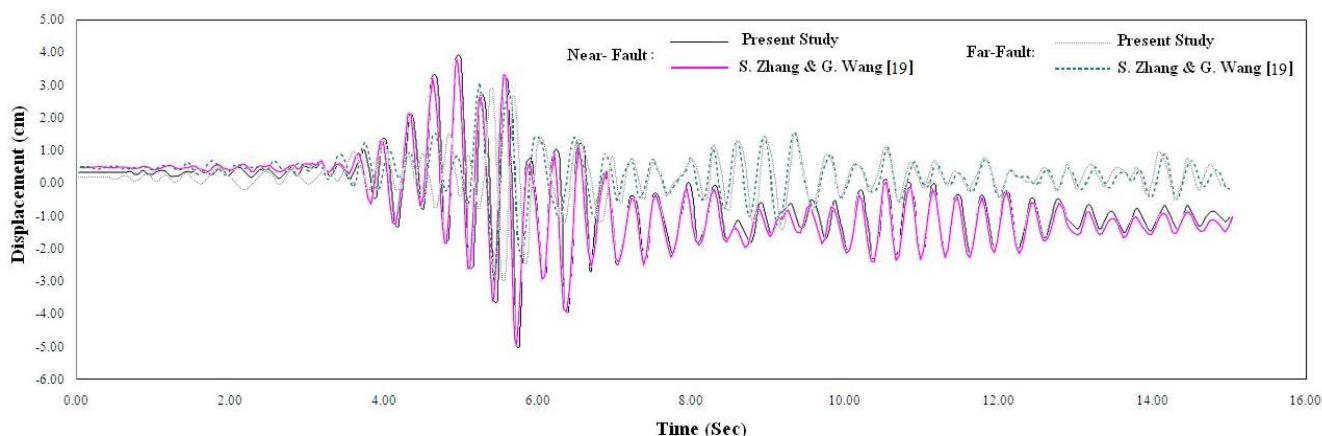
1¹ Lee

2² Tsai



شکل ۳. (A) مقایسه تغییرات فشار در کف مخزن، (B) مقایسه جابجایی نسبی تاج سد

Fig. 3. (A) comparison of pressure changes at the bottom of the reservoir, (B) comparison of the relative displacement of the dam crest



شکل ۴. مقایسه تاریخچه زمانی تغییر مکان تاج سد کوینا تحت مؤلفه افقی حوزه دور و نزدیک در زمین لرزه Loma Prieta با نتایج ارائه شده توسط ژانگ و همکاران [۱۹]

Fig. 4. Comparison of the time history of the displacement of the crest of the Koyna dam under the horizontal component of the far and near domains in the Loma Prieta earthquake with the results presented by Zhang et al. [19]

۸- مدل سازی

نرم افزار المان محدود آباکوس جهت مدلسازی و تحلیل مورد استفاده قرار گرفته است. جهت مدل سازی بدنه سد و فونداسیون از المان های هشت

سد بتنی انجام گرفت که در ادامه آورده شده است. در شکل ۴ تاریخچه زمانی تغییر مکان تاج سد کوینا در تحقیق حاضر با نتایج مرجع [۱۹] مقایسه گردید که انطباق خوبی بین نتایج مشاهده می گردد.

جدول ۱. مصالح مورد استفاده در تحلیل‌ها

Table 1. Materials used in the analysis

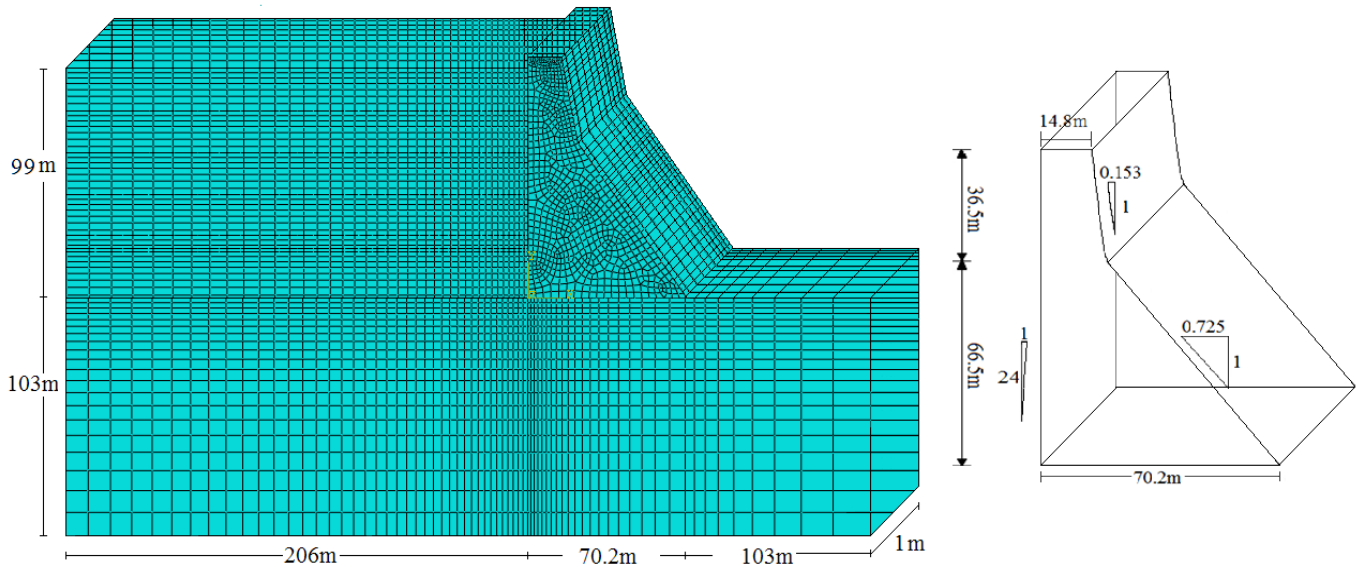
نوع	مصالح	واحد	مقدار
سد	ρ_c , دانسیته بتن	Kg/m^3	۲۴۵۰
	E_c , ضریب یانگ	Gpa	۲۳/۵
	ν , ضریب پواسون	-	۰/۲
مخزن	ρ_w , دانسیته آب	Kg/m^3	۱۰۰۰
	مدول بالک	Gpa	۲/۰۷
رسوب	ρ_s , دانسیته	Kg/m^3	۲۰۳۹
	E , ضریب یانگ	Mpa	۲۵۲
	ν , ضریب پواسون	-	۰/۳۰
فونداسیون	ρ_c , دانسیته	Kg/m^3	۲۸۰۰
	E_c , ضریب یانگ	Gpa	۶۰
	ν , ضریب پواسون	-	۰/۱۵

۹- بررسی جابجایی افقی تاج سد، تحت حالات و عمق‌های مختلف انفجار

جابجایی افقی تاج سد در ۱۲ حالت بررسی شده است. تغییر مکان تاج سد در حالتی که عمق رسوبات ۲۰ متر است نسبت به حالتی که عمق رسوبات ۱۰ متر است کاهش بیشتری نشان می‌دهد (شکل ۹). جابجایی افقی تاج سد در نمودارهای شکل ۱۰ نشان داده شده است. همانطور که از نمودارها دیده می‌شود با افزایش عمق، هر چه عمق انفجار به رسوبات موجود در کف مخزن سد نزدیک می‌شود، تأثیر رسوبات باعث کاهش تغییر مکان در تاج سد شده است. این به آن دلیل است که قسمتی از موج انفجار توسط رسوبات موجود در مخزن سد جذب می‌شود و به توسط آب قسمت‌های دیگر همچون فونداسیون سد انعکاس پیدا می‌کند. همچنین دیده می‌شود که افزایش عمق رسوبات تأثیر معناداری نشان نمی‌دهند که دلیل این امر تأثیر اندک افزایش عمق رسوبات بر جذب موج انفجار است. در عین حال با افزایش عمق از ۲۵ متر به ۶۵ متر، منحنی جابجایی در مقابل زمان از حالت سینوسی خارج شده است که دلیل آن را می‌توان این دانست که شدت موج انفجار در مجاورت رسوبات، کاهش می‌یابد. چرا که رسوب باعث کاهش جذب موج انفجار شده و هر چقدر انفجار به رسوب نزدیکتر باشد اندرکنش متقابل بتن، رسوبات و آب باعث تشدید رفتار غیرخطی مدل خواهد شد.

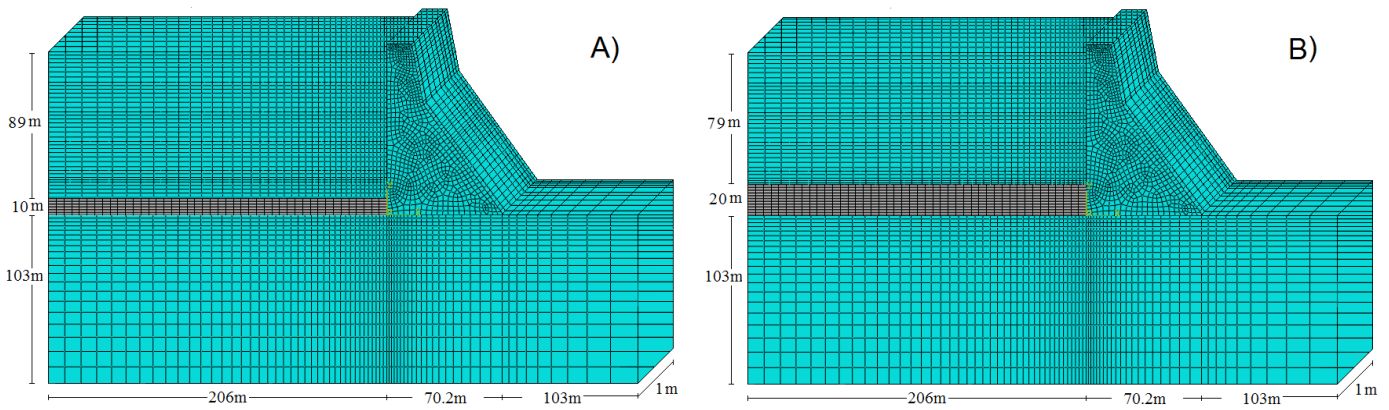
گرهی سه بعدی کرنش مسطح استفاده شده است و همچنین المان چهار گرهی برای مدلسازی مخزن به کار گرفته شده است. ارتفاع رسوب در مخزن سد ۱۰ متر و ۲۰ متر در نظر گرفته شده است. وزن ماده انفجاری در تحلیل‌ها ۱۰۰ کیلوگرم و ۲۰۰ کیلوگرم و در عمق‌های ۲۵ متری، ۴۵ متری و ۶۵ متری آب و به فاصله ۱۰ متر از بدنه سد در تحلیل‌ها لحاظ شده است. در مجموع ۱۲ حالت مختلف مورد بررسی قرار گرفته است. میرایی براساس ضرایب میرایی تناسبی رایلی، برای جرم و سختی با فرض ضریب میرایی بحرانی برابر ۵ درصد منظور شده است. سایر مشخصات اعمالی در جدول ۱ نشان داده شده است.

در این تحقیق حاضر برای مدلسازی سد کوینا، نسبت به مدل استفاده شده در صحت سنجی، ابعاد دقیق‌تری لحاظ گردیده است. ارتفاع سد برابر ۱۰۳ متر، عرض آن ۷۰/۲ متر و عرض تاج سد ۱۴/۸ متر در نظر گرفته شده است (اشکال ۵ و ۶). مواد منفجره در نقاط A, B, C به ترتیب در عمق‌های ۲۵، ۴۵ و ۶۵ متری از تاج سد و در فاصله ۱۰ متری از بدنه سد قرار داده شده است (شکل ۷). عمق رسوبات در مخزن سد نیز به میزان ۱۰ متر و ۲۰ متر، تحت تأثیر انفجارهای مختلف مورد بررسی قرار داده شده است. در شکل ۸ چارت مربوط به مراحل تحلیل در این پژوهش آورده شده است:



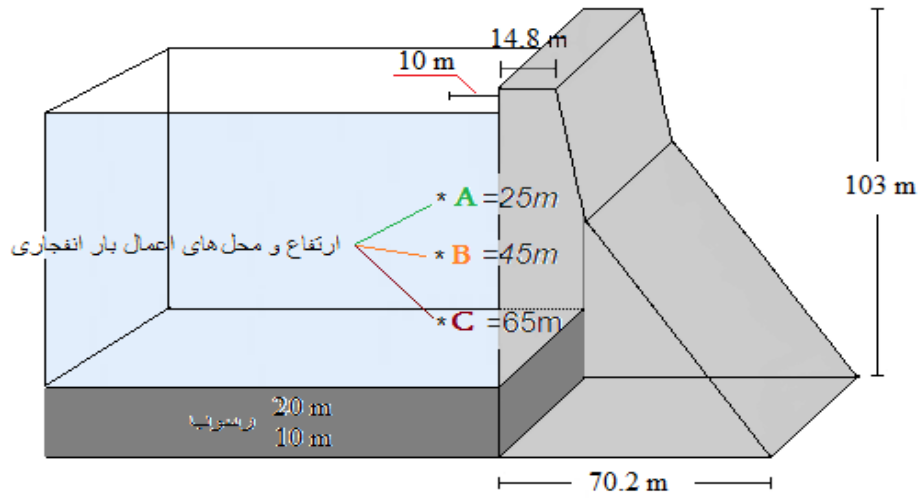
شکل ۵. مدل المان محدود سد کوینا

Fig. 5. Finite element model of Koyna dam



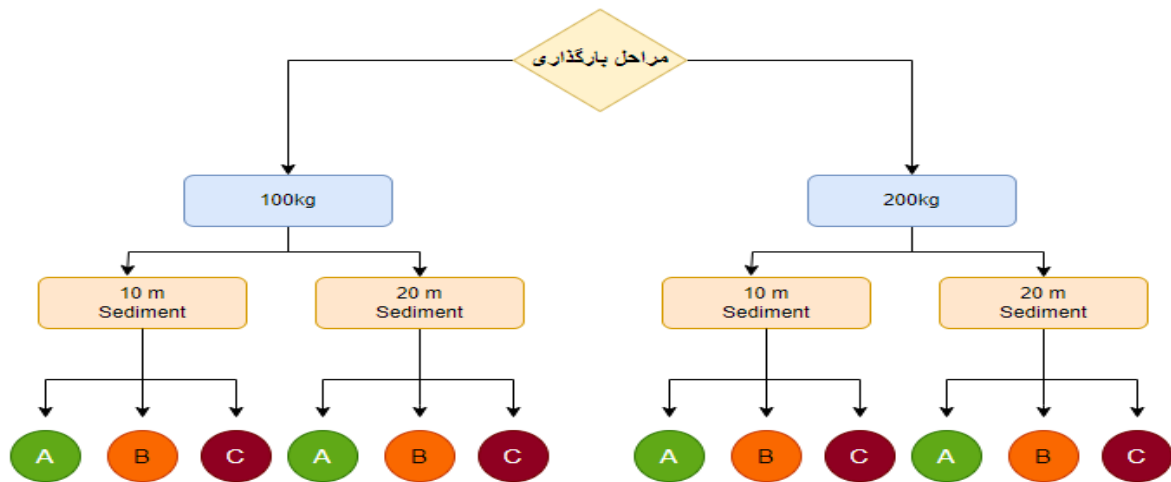
شکل ۶. مدل المان محدود با در نظر گرفتن (A) ۱۰ متر رسوبات و (B) ۲۰ متر رسوبات

Fig. 6. Finite element model considering A) 10 meters of sediments and B) 20 meters of sediments



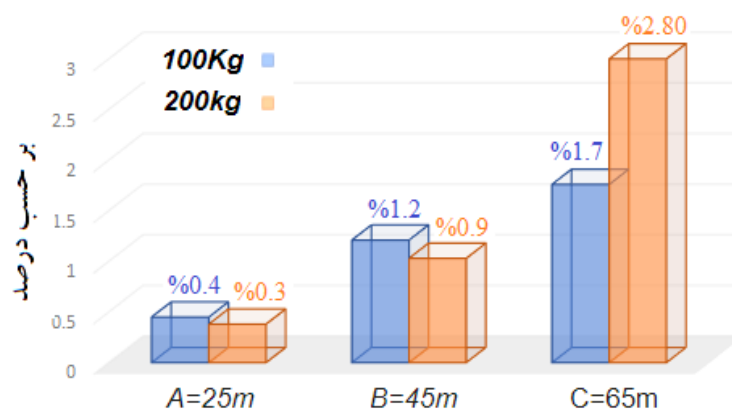
شکل ۷. محل و موقعیت‌های بار انفجاری

Fig. 7. Explosive charge location and positions



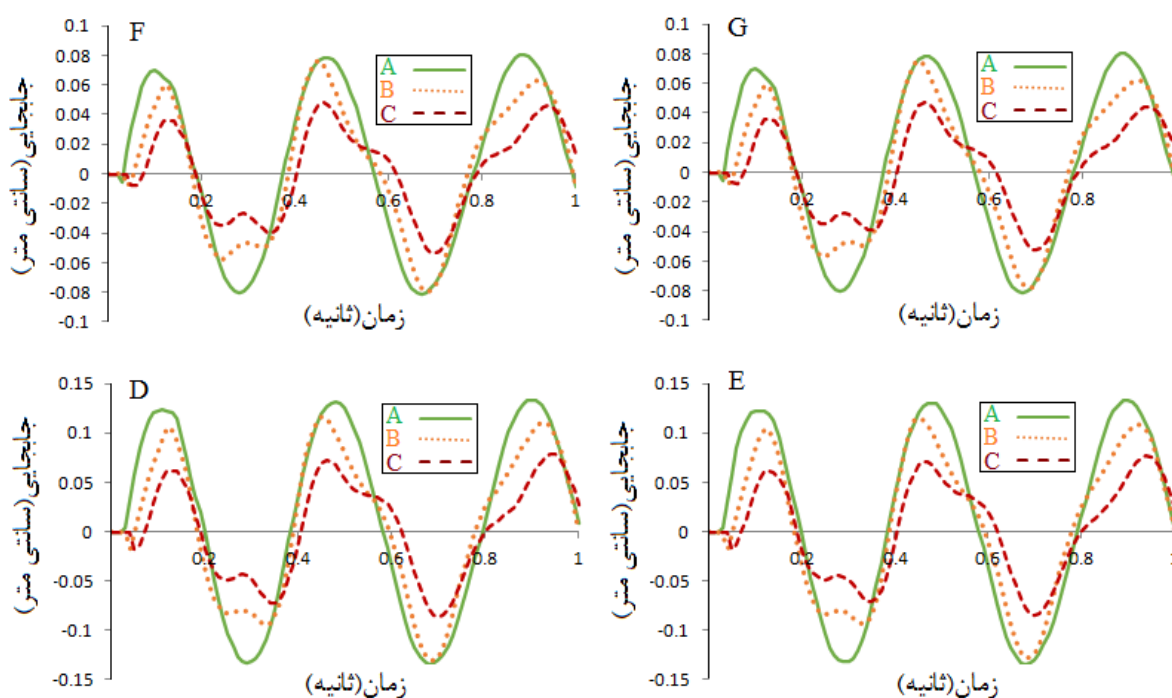
شکل ۸. چارت مربوط به بارگذاری و مدل‌سازی

Fig. 8. Loading and modeling chart



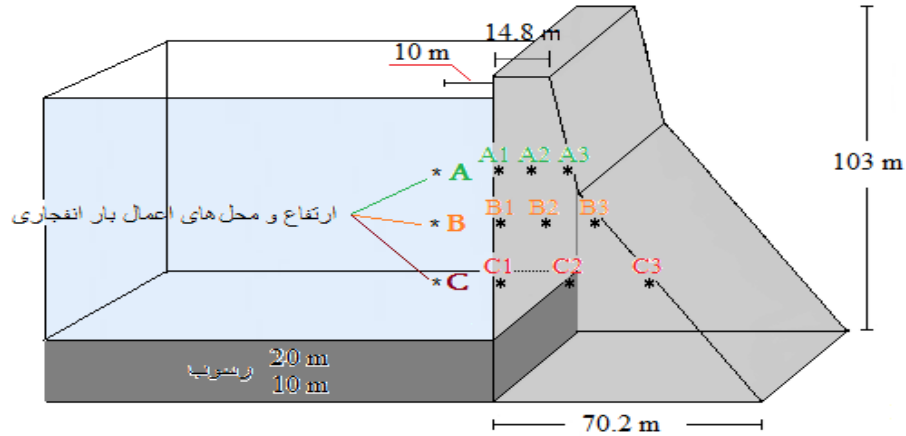
شکل ۹. درصد کاهش تغییر مکان تاج سد به دلیل وجود رسوبات به عمق ۲۰ متر نسبت به ۱۰ متری

Fig. 9. The percentage reduction in the location of the crest of the dam due to the presence of sediments at a depth of 20 meters compared to 10 meters



شکل ۱۰. نمودارهای مربوط به جابجایی افقی تاج سد، (F با اعمال ۱۰ متر رسوب و ۱۰۰ kg مواد منفجره، (G با اعمال ۲۰ متر رسوب و ۱۰۰ kg مواد منفجره، (D با اعمال ۱۰ متر رسوب و ۲۰۰ kg مواد منفجره، (E با اعمال ۲۰ متر رسوب و ۲۰۰ kg مواد منفجره.

Fig. 10. Diagrams related to the horizontal movement of the dam crown, (F with the application of 10 meters of sediment and 100 kg of explosives, (G with the application of 20 meters of sediment and 100 kg of explosives), (D with the application of 10 meters of sediment and 200 kg of explosives, (E with Application of 20 meters of sediment and 200 kg of explosives.



شکل ۱۱. نقاط بررسی شده برای حداکثر تنش فشاری

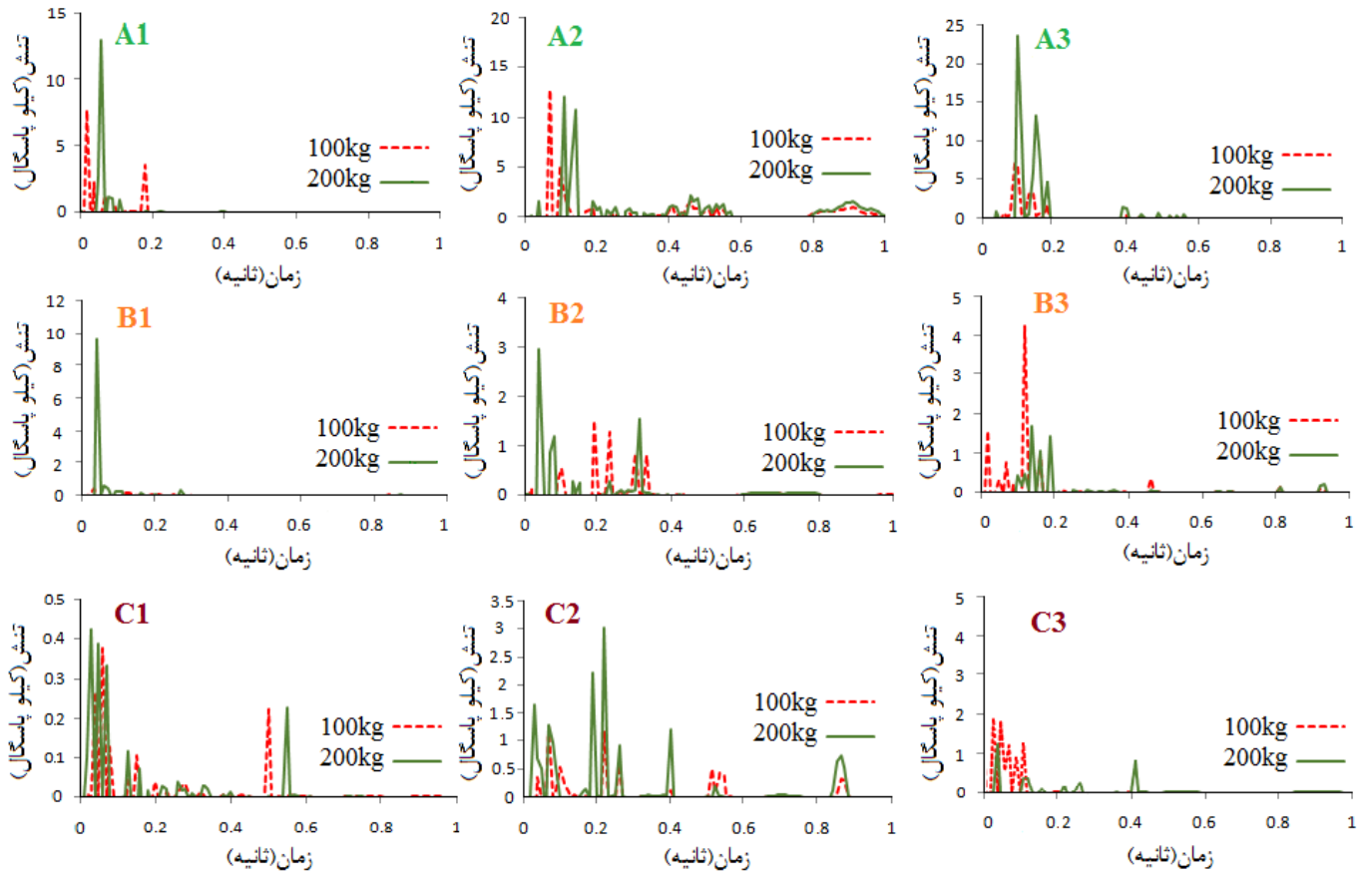
Fig. 11. Checked points for maximum compressive stress

۱۰- بررسی نتایج تنش

مقدار تنش‌های به وجود آمده بر اساس معیار فون میسز و در نقاط و عمق‌های اشاره شده در شکل ۱۱ آورده شده است. در اشکال ۱۲ و ۱۳ حداکثر تنش‌های موجود در نقاط اشاره شده در شکل ۱۱ مقایسه گردیده است. در حالت کلی می‌توان گفت که با دور شدن از رسوبات موجود در مخزن سد به سمت تاج سد، تنش در بدنه سد افزایش خواهد یافت. این به آن دلیل است که شدت موج انفجار در مجاورت رسوبات، کاهش می‌یابد. لازم به توضیح است، بر اساس اشکال مذکور، می‌توان گفت که هرچه قدر عمق رسوبات بیشتر می‌شود تنش کمتری در بدنه سد اتفاق می‌افتد. به دلیل اینکه قسمتی از امواج توسط رسوبات موجود در مخزن جذب می‌شود و اندرکنش متقابل، بتن- رسوبات و آب در نقاط نزدیک به رسوبات موجود باعث می‌شود رفتار غیر خطی شده و تنش و تغییر مکان را کاهش دهد.

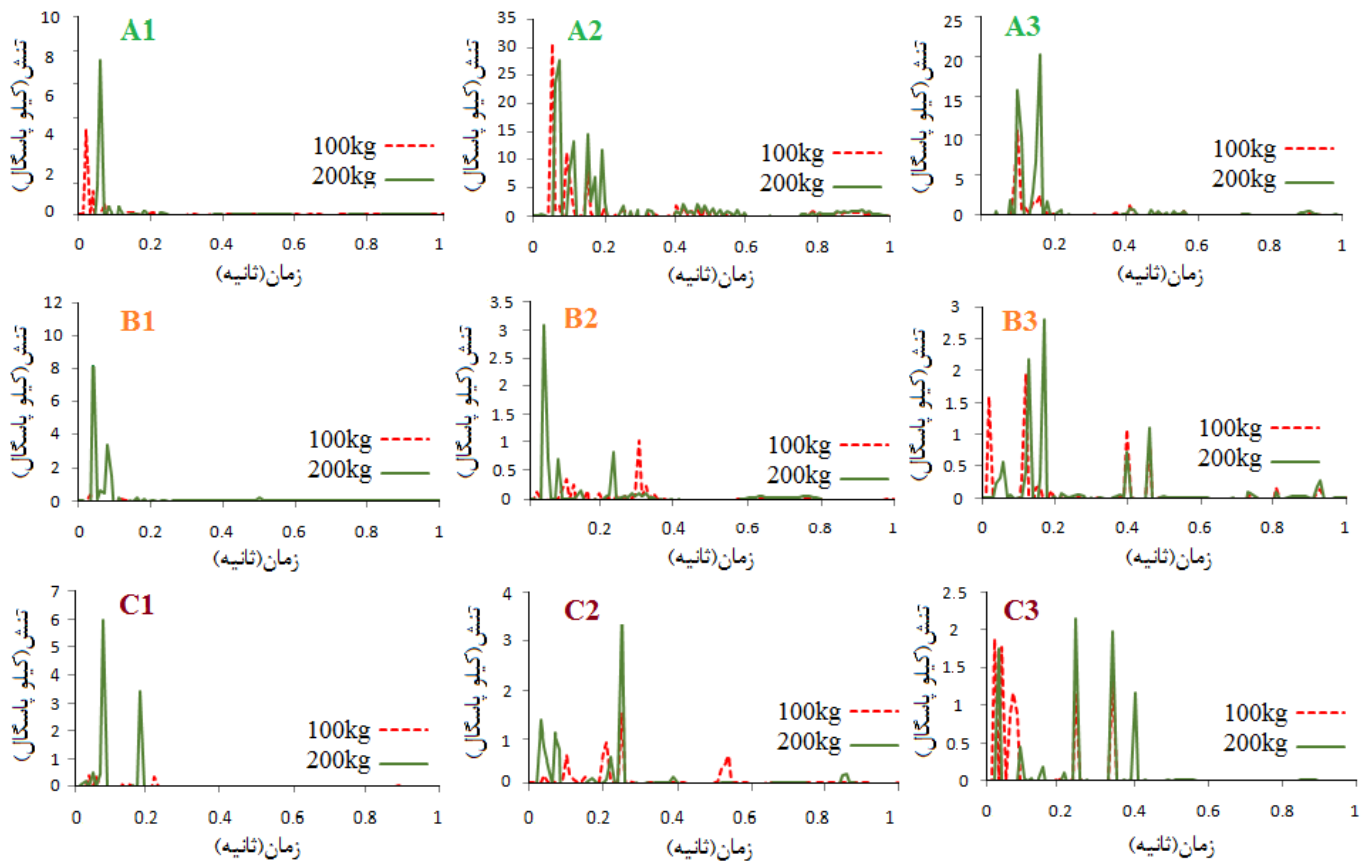
۱۱- نتیجه‌گیری

هدف تحقیق حاضر مطالعه عددی تاثیر رسوبات انباشته شده در مخزن با فرض ضخامت ۱۰ متر و ۲۰ متر برای رسوبات، بر پاسخ سد ناشی از انفجار ماده منفجره TNT به مقدار ۱۰۰ کیلوگرم و ۲۰۰ کیلوگرم در سه عمق مختلف به صورت سه بعدی بر روی سد بتنی وزنی می‌باشد. برای بارگذاری انفجار از تئوری CONWEP استفاده شده است. جهت بررسی دقیق‌تر سطح آسیب سد بتنی وزنی، اثرات سد- مخزن- فونداسیون نیز لحاظ شده است. تحلیل لرزه‌ای غیرخطی سد بتنی وزنی کوبنا تحت اثر انفجار مطابق مدل CDP انجام شد که شامل کرنش سخت شدگی یا رفتار نرم شونده است. تاثیر رسوبات داخل مخزن در طی این دو حالت نیز کاملاً با یکدیگر متفاوت می‌باشد. بر اساس نتایج بدست آمده می‌توان گفت که هرچه قدر عمق رسوبات بیشتر می‌شود، تغییر مکان کمتری در تاج سد اتفاق می‌افتد. این به آن دلیل است که قسمتی از موج انفجار توسط رسوبات موجود در مخزن سد



شکل ۱۲. تنش‌های موجود با اعمال ۱۰ متر رسوب در نقاط و عمق‌های اشاره شده در شکل ۸

Fig. 12. Existing stresses by applying 10 meters of sediment at the points and depths indicated in Fig. 8



شکل ۱۳. تنش‌های موجود با اعمال ۲۰ متر رسوب در نقاط و عمق‌های اشاره شده در شکل ۸

Fig. 13. Existing stresses by applying 20 meters of sediment at the points and depths indicated in Fig. 8

منابع

- [1] A. Adib, A.J. Moradloo, Investigation of the behavior of concrete arch dams under underwater explosive loading. M.S Thesis, University of Zanjan, In Persian, 2011.
- [2] W. Vanadit-Ellis, L. Davis, Physical modeling of concrete gravity dam vulnerability to explosions, in:

جذب می‌شود و توسط آب به قسمت‌های دیگر همچون فونداسیون انعکاس پیدا می‌کند. در خصوص تاثیر رسوبات بر میزان تنش در بدنه سد و نحوه تغییرات آن نمی‌توان به صورت جزئی اظهار نظر نمود ولی می‌توان گفت که با دور شدن از رسوبات موجود در مخزن سد به سمت تاج سد، تنش در بدنه سد افزایش خواهد یافت.

- sediment in the tank on the level of seismic damage of weighted concrete dam under near and far earthquakes, In Persian, *manufacturing Engineering*, 7(2) (2020) 130-150.
- [12] ABAQUS, Analysis User's Manual Vol. II: Analysis, in, ABAQUS, 2002.
- [13] B. Wahalathantri, D. Thambiratnam, T. Chan, S. Fawzia, A material model for flexural crack simulation in reinforced concrete elements using ABAQUS, in: *Proceedings of the first international conference on engineering, designing and developing the built environment for sustainable wellbeing*, Queensland University of Technology, 2011, pp. 260-264.
- [14] T. Jankowiak, T. Lodygowski, Identification of parameters of concrete damage plasticity constitutive model, *Foundations of civil and environmental engineering*, 6(1) (2005) 53-69.
- [15] R. Rajendran, K. Narasimhan, Deformation and fracture behaviour of plate specimens subjected to underwater explosion—a review, *International Journal of Impact Engineering*, 32(12) (2006) 1945-1963.
- [16] L.J. Segerlind, *Applied finite element analysis*, John Wiley & Sons, 1991.
- [17] N. Fardin, F. Kalateh, Numerical modeling of explosion inside the tank of concrete dams and studying its effects on dam stability. M.S. Thesis, University of Tabriz, In Persian, 2013.
- [18] G. Lee, C. Tsai, Time-domain analyses of dam-reservoir system. I: exact solution, *Journal of engineering mechanics*, 117(9) (1991) 1990-2006.
- [19] S. Zhang, G. Wang, Effects of near-fault and far-fault ground motions on nonlinear dynamic response and seismic damage of concrete gravity dams, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 53 (2013) 217-229.
- 2010 international WaterSide security conference, IEEE, 2010, pp. 1-11.
- [3] F. Zhu, W. Zhu, D. Fei, J. Yan, X.S. Xu, X. Chen, J.J. Zhuo, Modelling and analysis of arch dam withstand underwater explosion, *International journal of computer applications in technology*, 48(3) (2013) 272-280.
- [4] G. Wang, S. Zhang, Damage prediction of concrete gravity dams subjected to underwater explosion shock loading, *Engineering failure analysis*, 39 (2014) 72-91.
- [5] S. Zhang, G. Wang, C. Wang, B. Pang, C. Du, Numerical simulation of failure modes of concrete gravity dams subjected to underwater explosion, *Engineering Failure Analysis*, 36 (2014) 49-64.
- [6] F. Kalateh, Dynamic failure analysis of concrete dams under air blast using coupled Euler-Lagrange finite element method, *Frontiers of Structural and Civil Engineering*, 13 (2019) 15-37.
- [7] Q. Li, G. Wang, W. Lu, X. Niu, M. Chen, P. Yan, Failure modes and effect analysis of concrete gravity dams subjected to underwater contact explosion considering the hydrostatic pressure, *Engineering Failure Analysis*, 85 (2018) 62-76.
- [8] X.-h. Wang, S.-r. Zhang, C. Wang, W. Cui, K.-l. Cao, X. Fang, Blast-induced damage and evaluation method of concrete gravity dam subjected to near-field underwater explosion, *Engineering Structures*, 209 (2020) 109996.
- [9] A.J. Moradloo, A. Adib, A. Pirooznia, Damage analysis of arch concrete dams subjected to underwater explosion, *Applied Mathematical Modelling*, 75 (2019) 709-734.
- [10] H. Behzadnasab, M. Alembagheri, Evaluation of the behavior of weighted concrete dams under the shock wave resulting from the explosion in the tank, In Persian, *Amirkabir Journal of Civil Engineering*, 52(3) (2020) 629-640.
- [11] F. Kalateh, A. Ghamatlo, Investigating the effects of

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم

A. Ghamatloo, S. Abbasi, *The effect of the location and intensity of explosion on structural behavior of dams considering different depths of sediments*, *Amirkabir J. Civil Eng.*, 55(8) (2023) 1531-1546.

DOI: 10.22060/ceej.2023.5174.7662

