

تأثیر اعمال تنش‌های برجا، مدل‌سازی ناپیوستگی‌ها و شرایط مرزی مناسب تکیه‌گاه‌های سنگی در تحلیل سدهای بتنی قوسی

عادل فردوسی^{*}، احمدرضا مصطفی قره‌باغی^۲، محمدتقی احمدی^۳، محمدرضا چنقلو^۲ و مهرداد امامی تبریزی^۴

^۱ دانشجوی دکتری سازه‌های هیدرولیکی دانشگاه صنعتی سهند

^۲ دانشیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی سهند

^۳ استاد دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تربیت مدرس تهران

^۴ استادیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی سهند

چکیده

در طراحی سدهای بتنی قوسی بنا به دلایلی از قبیل عدم کفایت داده‌های مهندسی، کافی نبودن دقت تحلیل مسأله در اثر ساده‌سازی‌ها یا عدم دسترسی به نرم‌افزار جامع و نیز احتمال وقوع زمین لرزه‌های پیش‌بینی نشده و تأثیر آن بر لغزش در گسل‌های منطقه و سایر عوامل، نیاز به کنترل و بررسی با دقت بیشتری احساس می‌گردد. مضافاً که دامنه وسیع صدمات و خسارات ناشی از خرابی این سدها بر کسی پوشیده نیست. در تحقیق حاضر برنامه‌ای به زبان فرترن با قابلیت تحلیل‌های غیرخطی المان محدود در تعامل با روش المان مرزی تدوین و توسعه یافته که پس از صحت‌سنجی مورد استفاده قرار گرفته است. ویژگی‌های این برنامه عددی شامل مدل‌سازی اندرکنش سیال و سازه، اعمال رفتار غیرخطی مصالح بتن بدنه و توده سنگ تکیه‌گاه و رفتار تماسی درزه‌های انقباضی سد و ناپیوستگی‌های سنگ بستر و نیز مدل‌سازی شرایط مرزی مناسب برای مرزهای برش خورده معادل دور دست مخزن و تکیه‌گاه سنگی می‌باشد. در مجموع هدف کلی این تحقیق برآورد مناسبی از رفتار سیستم سد-مخزن-تکیه‌گاه تحت بارهای استاتیکی و دینامیکی می‌باشد. برای این منظور در نظرگیری صحیح تنش‌های برجای تکیه‌گاه‌ها و تأثیر درزه‌های اصلی و گسل‌های بحرانی با امکان لغزش حائز اهمیت می‌باشد. به عنوان مطالعه موردی بزرگترین سد بتنی قوسی کشور یعنی سد کارون ۴ مورد ارزیابی قرار گرفته که نتایج تحلیل‌ها بیانگر تأثیر قابل توجه مدل‌سازی دقیق‌تر سیستم اندرکنشی با فونداسیون ناپیوسته و با شرایط مرزی مناسب می‌باشند.

واژگان کلیدی: سد بتنی قوسی، تنش‌های برجا، ناپیوستگی‌های پی سنگی، شرایط مرزی تکیه‌گاهی، تحلیل غیرخطی عناصر محدود..

۱- مقدمه

تکیه‌گاه‌ها می‌باشد.

با نگاهی به روند توسعه روش‌های تحلیلی سیستم شامل سد-مخزن-تکیه‌گاه، ملاحظه می‌شود که تلاش گسترده‌ای در کاهش تقریب‌های مهندسی در زمینه‌های متعددی چون مدل‌سازی اندرکنش بدنه-مخزن، تأثیر رسوبات کف مخزن، رفتار غیرخطی درزه‌های انقباضی و ترک و شکست بتن بدنه سد، نحوه انتشار امواج لرزه‌ای در مرزهای دوردست مخزن و بستر و غیره صورت گرفته که تا حدودی بر دقت نتایج تحلیلی افزوده ولی کماکان عدم قطعیت عمده ناشی از تأثیر زیاد ناپیوستگی‌های تکیه‌گاه‌ها بر رفتار کلی سد وجود دارد و ضرورت دارد که مطالعه عمیق‌تری در این زمینه صورت پذیرد.

در مطالعه حاضر سعی گردیده با استفاده از برنامه‌ای عددی که تهیه و صحت‌سنجی گردیده، مقایسه‌ای از رفتار تحت بارگذاری استاتیکی و دینامیکی در حالات با و بدون اعمال ناپیوستگی‌های توده سنگ و با امکان یا عدم امکان جابجائی در

به طور کلی در نواحی دره‌ای مسیر رودخانه‌ها، یافتن تکیه‌گاه و بستر سنگی که فاقد ناپیوستگی و گسل باشد عملاً غیر محتمل بوده و در اکثر موارد، تقویت بخش‌های بحرانی تا عمق و با هزینه‌های محدود توجیه‌پذیر خواهد بود. لذا در اکثر موارد مفهوم پایداری یک سد بتنی قوسی تا حدود زیادی با پایداری تکیه‌گاه‌های آن در ارتباط بوده و به دلیل ماهیت پیچیده، غیرهمگن و گسسته این بخش و علی‌رغم در نظرگیری ضرایب اطمینان نسبتاً بالا در طراحی، همواره عدم اطمینان از ناکافی بودن استقامت در بارگذاری لرزه‌ای جزو دغدغه‌های اصلی ایستائی این ابر سازه‌ها محسوب می‌گردد. شکست و آسیب سدهای قوسی مختلف در گوشه و کنار جهان از جمله سد مالپاست^۱ در فرانسه به سال ۱۹۵۹ میلادی به علت کاهش مقاومت برشی پی سد موید نقش و اهمیت توجه به پایداری

1- Malpasset

مکانیکی مربوطه و به روش لاگرانژی در مدل‌سازی در نظر گرفته شده است.

• اندرکنش سد قوسی- فونداسیون متأثر از سختی، همگنی یا ناهمگنی و نیز وجود ناپیوستگی در سنگ فونداسیون، نحوه اتکاء سد به سنگ تکیه‌گاهی، مشخصات هندسی و مکانیکی خود سد، نفوذ و جریان آب نشتی و فشار برکنش^۲ و غیره می‌باشد. این اندرکنش باعث افزایش در پیوندهای ارتعاشی ناشی از انعطاف‌پذیری بستر سنگی می‌گردد. همچنین کاهش در پاسخ سد بدلیل میرایی در مصالح بستر سنگی و نیز میرایی ناشی از بازتاب امواج انتشار یافته از سوی سد حاصل می‌گردد. در مطالعه حاضر نه تنها بخش فونداسیون سنگی به صورت جرم‌دار و انعطاف‌پذیر مدل شده است بلکه تأثیر ناپیوستگی ناشی از بزرگ درزه‌ها و گسل‌ها نیز در نظر گرفته شده است.

لازم به ذکر است که تعیین شکل و محدوده مناسب برای بستر سنگی یک فرض اساسی در مدل‌سازی صحیح سیستم می‌باشد. در مدل‌های تحلیلی تحقیق حاضر، از شکل برش خورده بستر کروی در نیم کره تحتانی و استوانه‌ای در نیم کره فوقانی بهره‌گرفته شده است. یک شیوه مناسب برای تعیین ابعاد اختصاص یافته جهت بستر سنگی سد، بر پایه نسبت مدول تغییر شکل سنگ بستر (E_p) به مدول الاستیک بتن (E_c) سد استوار است.

• اعمال صحیح شرایط مرزی بخش مهمی از مدل‌سازی یک سیستم در ارتباط با محیط اطراف خود را شامل می‌شود. در سیستم مد نظر شرایط مرزی در برگیرنده معادلات حاکم بر سطح آزاد، مرزهای دوردست مخزن و توده سنگ‌های تکیه‌گاهی می‌باشد. در اعمال شرط مرزی سطح آزاد با صرف‌نظر از امواج ثقلی^۳، نهایتاً معادلات منجر به تابع فشار صفر خواهد شد.

در مدل‌سازی مخزن، تعیین طول مخزن بالادست و خصوصیات شرط مرزی در محل قطع، تأثیر مستقیم بر میزان دقت و هزینه‌های تحلیلی خواهند داشت. شرط مرزی انتخابی (همچون شرایط مرزی Sommerfeld-1949 و Sharan-1985) می‌بایست دارای این خصوصیت باشد که امواج هیدرودینامیکی انتشار یافته در مخزن را به نحو مناسبی جذب و به عبارت دیگر به درون محیط برگشت ندهد.

همچنین شرط مرزی جهت مدل‌سازی عناصر محدود بخش تکیه‌گاه سنگی نیز می‌بایست به صورت جذب امواج یا عدم برگشت امواج باشد. در این خصوص، در صورتی که انتشار امواج

شرط مرزی دوردست بستر سنگی صورت پذیرد. برای این منظور اعمال صحیح تنش‌های برجای بخش تکیه‌گاه سنگی به صورتی که تنش بر بدنه سد در اثر نشست ناشی از بارگذاری ثقلی توده سنگ ایجاد نکند یکی از اولویتهای اصلی خواهد بود.

۲- مروری بر عوامل مؤثر بر طراحی سدهای بتنی قوسی و روش‌های تحلیلی مسأله

نحوه اعمال موارد ذیل جزو ملزومات اصلی طراحی یک سد بتنی محسوب می‌شوند: اندرکنش سد- مخزن، نقش رسوبات کف مخزن، اندرکنش تکیه‌گاه سنگی با بدنه سد، تأثیر تحریک غیر یکنواخت زلزله، رفتار غیرخطی مصالح نیمه ترد بتنی و سنگی و تماس در سطوح درزهای انقباضی^۱ بدنه، تأثیر ناپیوستگی‌های توده سنگ تکیه‌گاه‌ها و شرایط مرزی. در ادامه نحوه اعمال موارد فوق در ارتباط با تحلیل‌های پیش‌رو مورد توجه قرار می‌گیرند.

• در مطالعات متعدد جهت مدل‌سازی اندرکنش بدنه سد- سیال مخزن، عمدتاً دو دیدگاه متفاوت از لحاظ نوع مجهول گرهی سیال مخزن مورد استفاده قرار گرفته است که شامل فرمول‌بندی بر مبنای روش لاگرانژی و اویلری می‌باشد [۱ و ۲]. در روش لاگرانژی، متغیرها یا مجهولات گرهی دو محیط مجاور، تغییر مکان‌ها در نظر گرفته می‌شوند. در روش دوم دو محیط مجاور به صورت متفاوتی مدل‌سازی می‌گردند، به طوری که متغیرهای سازه تغییر مکان‌ها و متغیرهای سیال فشار (یا پتانسیل سرعت) در نظر گرفته می‌شود. از این‌رو نیاز به یک روش یا الگوریتم خاص جهت کوپل معادلات خواهد بود که توان محاسباتی بالایی را طلب می‌نماید. در مطالعه پیش‌روی از روش لاگرانژی برای مدل‌سازی بخش سیال بهره گرفته شده است. لازم به توضیح است که تأمین همگرایی و دقت در تحلیل مدل شامل المان سیال از چالش‌های اصلی برنامه‌های عددی می‌باشد.

• برای اعمال اثرات رسوبات کف مخزن، Chopra و همکاران [۳ و ۴] و Cheng [۵] روش‌هایی با بهره‌گیری از المان‌های خاص ویسکوز پیشنهاد دادند. نتایج تحقیق حاکی از کاهش پاسخ لرزه‌ای سیستم ناشی از وجود رسوب در کف مخزن می‌باشد. همچنین جهت تخمین مناسب سیستم، Bougacha و Tassoulas [۶ و ۷] اثر رسوبات را بر پایه تئوری مشهور Biot در محاسبات وارد نمودند. در مطالعه حاضر حجم رسوبات کف مخزن به صورت المان آجری با مشخصات فیزیکی و

2- Uplift

3- Gravity waves

1- Contraction joints

تکنیک‌های حل عددی، روش‌های اجزاء محدود و اجزا مجزا می‌باشند.

جهت مدل‌سازی عددی توده سنگ درزه‌دار به روش FEM، درزه‌ها به صورت المان‌های درزه خاص مدل‌سازی شده و یا توده سنگ درزه‌دار به صورت یک محیط پیوسته معادل در نظر گرفته می‌شود. خواص این محیط پیوسته با لحاظ کردن خواص سنگ بکر و درزه‌ها در یک محیط معادل اعمال می‌شود. از دیگر عوامل مؤثر، وجود و نشت آب در داخل ناپیوستگی‌های پیکره سنگ‌ها می‌باشند که از جهات مختلف بر میزان مقاومت و پایداری آن تأثیرگذار خواهد بود (Cedegren-1989, Hoek & Bray-1981).

[۱۴].

با توجه به موارد فوق در این تحقیق از المان تماسی با رفتار غیرخطی در بزرگ درزه‌ها و گسل‌ها به همراه المان‌های آجری عناصر محدود با معیار شکست موهر- کلمب ترکیبی با معیار شکست کششی جهت مدل‌سازی بخش توده سنگ درزه‌دار تکیه‌گاه‌ها به عنوان محیط پیوسته معادل بهره گرفته شده است. از آنجایی که رفتار مصالح نیمه ترد بتن و درزه‌های انقباضی بدنه سد به ترتیب مشابه توده سنگ تکیه‌گاه‌ها و ناپیوستگی‌های این بخش می‌باشد، المان یکسانی مورد استفاده قرار گرفته است و تنها تفاوت در مشخصات مصالح اعمال شده می‌باشد.

۳- مبانی مدل‌سازی عددی و معرفی برنامه تحلیلی

جهت مدل‌سازی سه‌بعدی رفتار غیرخطی تحت انواع بارگذاری سیستم سد- مخزن- تکیه‌گاه سنگی از المان‌های عناصر محدود آجری هشت گرهی برای تمامی محیط‌ها به همراه المان تماسی هشت گرهی در مرز مشترک تمامی محیط‌ها، محل درزه‌های بدنه سد و ناپیوستگی‌های عمده بخش تکیه‌گاه‌ها استفاده شده است. همچنین در تحلیل‌های استاتیکی، شرایط مرزی بکار رفته برای بخش‌های دور دست مخزن و تکیه‌گاه‌های سنگی از نوع المان مرزی و یا به صورت جایگزین المان تماسی می‌باشد، ولی برای تحلیل‌های دینامیکی صرفاً از المان‌های تماسی در این مرزها بهره گرفته شده است. برنامه عددی به زبان فرترن ۹۰ دارای ماهیت تحلیل شامل: "رفتار غیرخطی مصالح و مدل ترک خوردگی مصالح سنگ و بتن"، "رفتار غیرخطی هندسی کرنش‌های کوچک- تغییر مکان بزرگ" و "رفتار غیرخطی تماسی مرز مشترک محیط‌های مجزا، درزه‌های انقباضی، بزرگ درزه‌ها و گسل‌ها" می‌باشد. فرمول‌بندی تحلیل عددی مسأله به صورت دینامیکی در بازه زمانی می‌باشد که در صورت اعمال زمان تحلیل بسیار طولانی، به حالت تحلیل

نادیده گرفته شود، گره‌های سطح خارجی محل قطع در فضا را می‌توان گیردار در نظر گرفت [۸]. این فرض برای شرط مرزی فونداسیون بدون جرم و صلب تا حدودی مناسب به نظر می‌رسد؛ در حالی که در واقعیت برای فونداسیون جرم‌دار و شکل‌پذیر، نیاز به اعمال شرط جاذب امواج همچون مرز دور دست مخزن خواهد بود. برای این منظور، در منابع متعددی از المان‌های ویسکوز یا میراگر^۱ جهت مدل‌سازی صحیح انتشار امواج استفاده شده است [۹]. در برنامه تدوینی مطالعه حاضر، دو حالت شامل استفاده از المان‌های تماسی و المان‌های مرزی (BE) به عنوان بخش دور دست در مرزهای مخزن و توده سنگ قابل اعمال بوده است. هر چند در تحلیل‌های دینامیکی کوپل دو روش المان محدود و المان مرزی در گره‌های مرزهای برش خورده در هر گام زمانی عملاً توان محاسباتی بالایی طلب کرده و از این رو استفاده از المان تماسی با سختی معادل دور دست مورد استفاده قرار گرفته است. همچنین با استفاده از چنین شرط‌هایی در مرزهای برش خورده فونداسیون ناپیوسته، امکان لغزش‌های غیر یکنواخت در ناپیوستگی‌ها که می‌تواند تأثیر قابل توجهی در رفتار تحت بار بدنه سد ایفا نماید، فراهم شده است.

• به جهت ماهیت تقریباً مشابه رفتار مصالح بتنی و توده سنگ بکر، در منابع به استفاده از معیارهای شکست یکسان برای هر دو مورد توصیه شده است [۱۰]. از معیارهای پرکاربرد مصالحی چون خاک، سنگ و بتن می‌توان به معیار موهر- کلمب (Mohr, Coulomb-1773~1900)، معیار دراکر- پراگر (Drucker, Prager-1952)، معیار گریفیث (Griffith-1924)، معیار سه یا پنج پارامتری ویلیام- وارنکه (William, Warnke-1974)، معیارهای چهار پارامتری (Ottoosen-1977)، (Reimann-1965) و (Hsieh-1979) و نیز معیار هیل (Hill-1950) برای مصالح غیرهمسان اشاره کرد [۱۱].

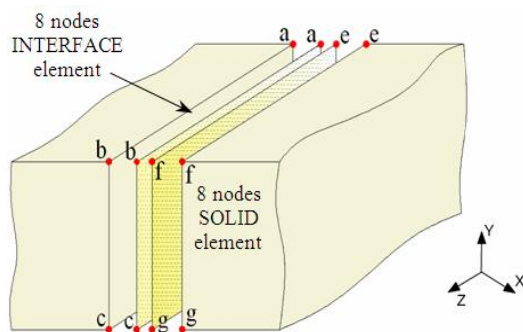
در برخی معیارهای گسیختگی توده سنگ فرض بر آن است که جهت درزه‌ها بر روی گسیختگی تأثیر زیادی ندارند. اگرچه در این زمینه لازم است با توجه به تجربیات موجود، مطالعه بیشتری صورت پذیرد، ولی به نظر می‌رسد در نهایت به یک سری روابط احتمالاتی بسنده گردد [۱۲].

Mousavi و احمدی [۱۳] در مطالعه خود با توجه به وضعیت فیزیکی توده سنگ و با در نظر گیری فواصل ناپیوستگی‌ها در مقایسه با ابعاد سازه، در خصوص کارایی عددی روش‌های مذکور نشان دادند که گزینه‌های مناسب و قابل رقابت در میان

$$p = \lambda \varepsilon_v \quad (3)$$

به طوری که p و λ و ε_v به ترتیب تنش متوسط، مدول بالک و کرنش حجمی سیال می‌باشند. کرنش حجمی به صورت تابعی از جابجائی نقاط گرهی عبارت است از:

$$\varepsilon_v = \frac{\partial u_x}{\partial x} + \frac{\partial u_y}{\partial y} + \frac{\partial u_z}{\partial z} \quad (4)$$



شکل ۱- المان‌های ایزوپارامتریک آجری و تماسی

در رابطه (۱) u_x ، u_y و u_z به ترتیب مؤلفه‌های جابجائی در سه امتداد متعامد می‌باشند. عمده‌ترین مشکل مدل‌سازی رفتار سیال با استفاده از روش لاگرانژی در مقایسه با روش اولبری، ایجاد مدهای جعلی ناشی از انتخاب مدول برشی صفر می‌باشد. روش‌های متعددی برای غلبه بر این مسأله توسط محققین پیشنهاد شده است. یک روش متداول، فرض سیال غیر لزج و غیر چرخشی می‌باشد که با کاهش مرتبه انتگرال‌گیری گوس، این مشکل رفع می‌گردد. روش دیگر که در این تحقیق نیز بکار رفته است، اعمال مقدار ناچیز به جای مقدار صفر برای مدول الاستیسیته برشی سیال می‌باشد. لازم به ذکر است که در این مقاله، برای افزایش دقت نتایج، مدل‌سازی تمامی مرزهای مشترک جامد-سیال به وسیله المان تماسی با سختی برشی صفر در نظر گرفته شده است.

۳-۱- رفتار غیرخطی مصالح

از پرکاربردترین معیارها برای تقریب سطحی شکست بتن و سنگ معادل توده درزه‌دار، معیارهای دو پارامتری موهر-کلمب و دراکر-پراگر را می‌توان نام برد. در تحقیق حاضر برای دستیابی به یک تقریب قابل قبول از معیار سه پارامتری ترکیبی موهر-کلمب با یک معیار شکست کششی^۱ ماکزیمم بهره گرفته شده

استاتیکی تبدیل خواهد شد. در مجموع برنامه تدوینی از قابلیت مناسبی در مدل‌سازی و تحلیل جامع سیستم اندرکنشی سد-مخزن-فونداسیون برخوردار بوده و تا حدود زیادی محدودیت‌های برنامه‌های لیست باز در زمینه تحلیل سدهای بتنی یعنی ADAP-88 [۱۵]، EAGD-SLIDE [۱۶] و EACD-3D-96 [۱۷] را پوشش می‌دهد. همچنین در تهیه برنامه مذکور از سابروتین‌های مفید منابع متعددی چون [۱۸-۲۴] بهره گرفته شده است. در برنامه‌های موجود پیش و پس پردازش نیز امکان مدل‌سازی هندسه، مش‌بندی و مشاهده نتایج تحلیلی با تغییر فرمت ورودی و خروجی‌ها فراهم است.

معادله کلی حرکت جسم عبارت است از (K. J. Bathe-1996):

$$[M] \{\ddot{U}_{n+1}\} + [C] \{\dot{U}_{n+1}\} + [K] \{U_{n+1}\} = \{R_{n+1}\} \quad (1)$$

در این رابطه $\{U\}$ ، $\{\dot{U}\}$ و $\{\ddot{U}\}$ به ترتیب بردارهای تغییر مکان، سرعت و شتاب نقاط گرهی در سیستم مختصات کلی در گام زمانی $(n+1)$ می‌باشند، به طوری که $t_{n+1} = t_n + \Delta t$. همچنین $[M]$ ماتریس جرم، $[C]$ ماتریس میرائی حاصل از رابطه رایلی، $[K]$ ماتریس سختی و $\{R\}$ بردار نیروی خارجی کلی می‌باشند. از روش نیومارک (Newmark-1952) برای انتگرال‌گیری عددی معادله حرکت، استفاده می‌شود. در این صورت رابطه (۱) را برای تحلیل‌های غیرخطی به صورت زیر خواهیم داشت:

$$\begin{aligned} & \left[[K_T] + \frac{\gamma}{\beta \Delta t} [C_T] + \frac{I}{\beta \Delta t^2} [M] \right] \{\ddot{U}_{n+1}\} = \{R_{n+1}\} \\ & + [C] \left\{ \frac{\gamma}{\beta \Delta t} \{U_n\} + \left(\frac{\gamma}{\beta} - I \right) \{\dot{U}_n\} + \Delta t \left(\frac{\gamma}{2\beta} - I \right) \{\ddot{U}_n\} \right\} \\ & + [M] \left\{ \frac{I}{\beta \Delta t^2} \{U_n\} + \frac{I}{\beta \Delta t} \{\dot{U}_n\} + \left(\frac{I}{2\beta} - I \right) \{\ddot{U}_n\} \right\} \end{aligned} \quad (2)$$

به طوری که $[K_T]$ و $[C_T]$ به ترتیب ماتریس‌های سختی مماسی و میرائی به هنگام شده ناشی از اثرات غیرخطی می‌باشند. پارامترهای β و γ به عنوان مقادیر تعیین کننده پایداری و دقت تحلیلی به صورت $\beta = 1/4$ و $\gamma = 1/2$ اختیار شده‌اند.

المان‌های ایزوپارامتریک به کار رفته شامل المان آجری با مرتبه انتگرال‌گیری گوسی $2 \times 2 \times 2$ و المان تماسی ۸ گرهی با مرتبه انتگرال‌گیری گوسی 2×2 می‌باشند. در شکل (۱) نمائی شماتیک از مدل‌سازی با المان‌های مذکور ارائه شده است.

جهت تعیین ماتریس سختی المان‌های سیال شامل آب و رسوبات مخزن، رابطه فشار-کرنش حجمی به صورت زیر به کار

می‌رود:

1- Tension cut-off

معرفی می‌شوند که در گام‌های زمانی بعدی بسته به این‌که علامت مؤلفه نرمال بردار جابجائی $\bar{\Delta}$ یعنی $\delta_n = \bar{\Delta} \cdot \bar{n}$ مثبت یا منفی باشد به ترتیب بیانگر بازشدگی یا نفوذ سطوح مجاور می‌باشد. همچنین δ_{s1} و δ_{s2} مقادیر مؤلفه‌های جابجائی لغزشی شامل $\bar{\Delta}_s = \bar{\Delta} - \delta_n \cdot \bar{n} = \bar{\Delta} - \bar{\Delta}_n$ است. برای نیروی کششی المان شامل مقادیر مؤلفه قائم f_n و دو مؤلفه افقی f_{s1} و f_{s2} داریم:

$$\bar{F} = \bar{F}_n + \bar{F}_s = \frac{\partial \theta}{\partial \delta_n} \cdot \bar{n} + \frac{\partial \theta}{\partial \delta_s} \cdot \frac{\bar{\Delta}_s}{\delta_s} = \frac{f}{\delta} (\bar{\Delta}_n + \bar{\Delta}_s) \quad (14)$$

به طوری که در حالت بازشدگی یا جدایش المان داریم [۲۶، ۲۵]:

$$\theta = e \sigma_c \delta_c \left[1 - \left(1 + \frac{\delta}{\delta_c} \right) \exp \left(-\frac{\delta}{\delta_c} \right) \right], \quad e = \exp(I) \quad (15)$$

$$\delta = \|\Delta\| = \sqrt{\delta_n^2 + \lambda \delta_s^2}, \quad \delta_s = \|A_s\| = \sqrt{\delta_{s1}^2 + \delta_{s2}^2} \quad (16)$$

$$f = \frac{\partial \theta}{\partial \delta} = \sqrt{f_n^2 + f_s^2} = e \sigma_c \frac{\delta}{\delta_c} \exp \left(-\frac{\delta}{\delta_c} \right) \quad (17)$$

δ_c و σ_c به ترتیب کرنش و تنش حد تسلیم المان تماسی می‌باشند. ضریب λ بسته به جنس و زبری اطراف سطوح تماس برای اعمال مد ترکیبی جدایش- لغزش در نظر گرفته می‌شود. این ضریب طبق پیشنهاد Van Mier, N. Mohamed-1991 برابر نسبت نیروی برشی به نیروی نرمال المان تماسی برای مصالح بتنی تخمین زده می‌شود. برای حالت نفوذی المان رفتار خطی با امکان اعمال سختی بیشتر نسبت به حالت کشش (ضریب m)، طبق رابطه کولمب در نظر گرفته شده است (μ) ضریب اصطکاک) [۲۷]:

$$\delta_n < 0 : f_n = k'_n \delta'_n, \quad k'_n = m \cdot k_n, \quad (m \geq 1) \quad (18)$$

$$f_s = \mu f_n \quad (19)$$

۳-۲- مدل سازی شرط مرزی دوردست سیستم

یک نکته حائز اهمیت در محل قطع فونداسیون این می‌باشد که شرط مرزی اعمالی می‌بایست امکان جابجائی‌های غیر یکنواخت ناشی از لغزش در محل گسل‌ها و بزرگ درزه‌ها را فراهم کند. برای این منظور دو روش در تحقیق حاضر مد نظر قرار گرفته است. یک شیوه بهره‌گیری از همان المان‌های تماسی با سختی‌های متناسب با مشخصات بخش دوردست می‌باشد. در

است (Cowan-1953). در معیار موهر- کلمب، شکست زمانی اتفاق می‌افتد که تنش برشی ماکزیمم به مقدار رابطه خطی وابسته به چسبندگی c ، تنش قائم σ_n و زاویه اصطکاک داخلی ϕ مصالح برسد (Chen & Mizuno-1990):

$$|\tau| = c - \sigma \tan \phi \quad (5)$$

برای تنش‌های اصلی، رابطه تسلیم موهر- کلمب عبارت است از (Lublimer-1990):

$$\sigma_{11} - \sigma_{33} + (\sigma_{11} + \sigma_{33}) \sin \phi - 2c \cdot \cos \phi = 0 \quad (6)$$

فرم ناوردائی این معیار عبارت است از (Smith, Griffiths-1997):

$$f_1(I_1, J_2, J_3) = \frac{I_1}{3} \sin \phi - \sqrt{\frac{J_2}{3}} \sin \theta \sin \phi + \sqrt{J_2} \cos \theta - c \cdot \cos \phi = 0 \quad (7)$$

به طوری که بر مبنای تنش‌های اصلی $\sigma_{11} \geq \sigma_{22} \geq \sigma_{33}$ داریم:

$$I_1 = \sigma_{11} + \sigma_{22} + \sigma_{33} \quad (8)$$

$$J_2 = \frac{1}{6} [(\sigma_{11} - \sigma_{22})^2 + (\sigma_{22} - \sigma_{33})^2 + (\sigma_{33} - \sigma_{11})^2] \quad (9)$$

$$\cos 3\theta = \frac{3\sqrt{3}}{2} \frac{J_3}{J_2^{3/2}}, \quad 0 \leq \theta \leq \frac{\pi}{3} \quad (10)$$

$$J_3 = \frac{1}{3} S_{ij} S_{jk} S_{ki} = \sigma_{11} \sigma_{22} \sigma_{33}, \quad (S_{ij} = \sigma_{ij} - \frac{1}{3} \sigma_{ii} \delta_{ij}) \quad (11)$$

در معیار شکست کششی مصالح چنین فرض می‌شود که تنش اصلی ماکزیمم در نقطه‌ای داخل جسم به مقدار مقاومت کششی (f_t) حاصل از آزمایش کشش ساده برسد (Rankine-1976). روابط زیر را برای سطح شکست این معیار خواهیم داشت:

$$\sigma_{11} = f_t, \quad \sigma_{22} = f_t, \quad \sigma_{33} = f_t \quad (12)$$

باز با استفاده از ثابت‌ها برای محدوده $0^\circ \leq \theta \leq 60^\circ$ داریم:

$$f_2(I_1, J_2, \theta) = 2\sqrt{3} \sqrt{J_2} \cos \theta + I_1 - 3f_t = 0 \quad (13)$$

در معرفی رفتار غیرخطی المان‌های تماسی شامل سختی نرمال k_n و سختی‌های برشی k_{s1} و k_{s2} در محورهای محلی المان، در مرحله نخست دو سطح المان به صورت منطبق بر هم

$$C_2 = \frac{I}{(8\pi(I-\nu))}, C_3 = I - 2\nu \quad (25)$$

δ_{ij} دلتای کرنیکر می‌باشد. از روش مستقیم مبتنی بر تئوری بتی (Betti) جهت حل معادلات مرزی فوق به صورت انتگرالی بهره خواهیم گرفت. در این روش به علت انطباق دو نقطه P و Q و مسأله تکنیکی، انتگرال‌گیری از پیچیدگی بیشتری برخوردار خواهد شد. فرم گسسته معادله مورد استفاده عبارت است از:

$$\zeta I u (P_i) + \sum_{e=1}^E \sum_{\substack{n=1 \\ l(n)=i}}^N \Delta F_{ni}^e u_n^e + \sum_{e=1}^E \sum_{\substack{n=1 \\ l(n) \neq i}}^N \Delta F_{ni}^e u_n^e = \sum_{e=1}^E \sum_{n=1}^N \Delta U_{ni}^e f_n^e \quad (26)$$

به طوری که $l(n)$ معرف شماره کلی گرهی با شماره محلی n است. در تحقیق حاضر نیاز به معرفی مشخصات متفاوت مصالح در نواحی مجاور گسل‌ها و یا استفاده از خصوصیات تماسی در ناحیه ناپیوستگی‌ها می‌باشد. برای این منظور ماتریس سختی $[K]$ برای هر ناحیه که در برگرفته ضرایب حاصل از نیروها به علت تغییرمکان واحد است تشکیل شده، و این ماتریس‌ها به روشی مشابه FEM روی هم در ماتریس کلی سوار می‌شوند. ایده اصلی در روش دیگر، محاسبه ماتریس سختی $[K^N]$ برای هر ناحیه N می‌باشد. شرط حاکم بر مرز مشترک به صورت اعمال محدودیت نیروی برشی $|f_s| \leq c + f_n \tan \phi$ در نظر گرفته می‌شود. علاوه بر این، شرایط مکمل دیگری را نیز می‌توان برای سازگاری در نظر گرفت. بطوری که نیروهای عمود بر سطح تماس همواره کمتر یا حداکثر مساوی با کمینه مقاومت کششی T مصالح دو طرف مرز می‌باشند. لذا می‌توان توابع تسلیم زیر را تعریف نمود:

$$g_1(f_s, f_n) = |t_s| - c - f_n \tan \phi \quad (27)$$

$$g_2(f_n) = f_n - T \quad (28)$$

نتیجه این که زمانی که یکی از توابع فوق صفر شوند، هم‌گذاری ماتریس سختی تغییر خواهد کرد. حال بسط روش کوپل FE-BE مورد توجه واقع می‌شود. رابطه تعادلی دینامیکی برخواسته از گسسته‌سازی عناصر محدود را می‌توان به n زمان با گام‌های Δt گسسته کرد. با فرض

این حالت دو سطح المان به صورتی در نظر گرفته می‌شوند که گره‌های مرزی به عنوان گره‌های یک سطح و گره‌های متقابل در سطح دیگر مقید باشند. روش دیگر استفاده از المان‌های مرزی است [۲۸ و ۲۹]. در این روش با استفاده از المان مرزی نیمه بی‌نهایت و کوپل نمودن آن با المان محدود در تحلیل تاریخچه زمانی، امکان مدل‌سازی مناسب شرایط مرزی فراهم می‌گردد. در فرآیند انتگرال‌گیری عددی، انتگرال با مجموع مقادیر تعیین شده در نقاط مشخص، تقریب سازی می‌شود. برای این منظور از تابع وزن بهره گرفته و معادلات ساختاری و تحلیل بنیادی مسأله تعیین می‌گردد. در اینجا نیز پاسخ الاستیک مصالح به وسیله قانون هوک بیان می‌شود. در این صورت برای تنش‌ها رابطه تانسوری زیر معروف به معادلات ناویر^۱ را خواهیم داشت:

$$\frac{\partial^2 u_i}{\partial x_i \partial x_i} + \left(\frac{I}{I - 2\nu} \right) \frac{\partial^2 u_j}{\partial x_i \partial x_j} = \frac{-f_i}{G} \quad (20)$$

f_i مؤلفه‌های بردار نیروهای جسمی می‌باشد. بردار G_i به نام بردار گالرکین شناخته می‌شود:

$$G_i = \frac{I}{8\pi(I-\nu)} r(P, Q) \quad (21)$$

به طوری که $r(P, Q)$ فاصله بین دو نقطه P به عنوان نقطه بار ثابت و Q به عنوان نقطه‌ای میدانی روی مرز می‌باشد. برای تغییر مکان‌ها در امتدادهای محوره‌های مختصات تحت بار متمرکز واحد نتیجه می‌شود (در این روابط اولین زیرنویس اندیس تغییر مکان U بیانگر امتداد بار واحد اعمالی و دومین زیرنویس معرف امتداد تغییر مکان است. همچنین نماد کاما در زیرنویس‌ها بیانگر دیفرانسیل‌گیری نسبت به کمیت است):

$$U_{ij}(P, Q) = \frac{C'}{r} (C_1 \delta_{ij} + r_i r_j) \quad (22)$$

$$C' = \frac{I}{(16\pi G(I-\nu))}, C_1 = 3 - 4\nu \quad (23)$$

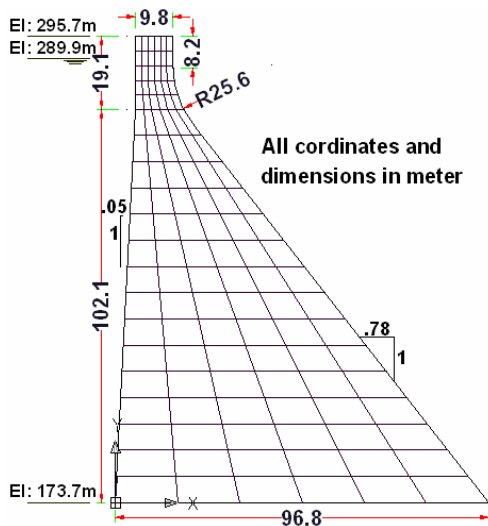
که G مدول الاستیسیته برشی و ν ضریب پواسون است. حل عمومی برای نیروهای داخلی را می‌توان به صورت زیر بیان داشت (θ زاویه بین بردار نرمال n و بردار فاصله r است):

$$F_{ij}(P, Q) = \frac{C_2}{r^2} [C_3 \delta_{ij} + 3 r_i r_j \cos \theta - C_3 (1 - \delta_{ij}) (n_j r_i - n_i r_j)] \quad (24)$$

برای کنترل برنامه از بارگذاری ناشی از مؤلفه افقی زلزله Taft (S69E-1952) با $PGA=0.1728g$ بعد از اعمال بزرگنمایی $0.4g$ استفاده شده است. مقایسه تاریخچه زمانی تغییر مکان افقی تاج سد در ۱۰ ثانیه نخست تحریک، با نتایج برنامه عناصر محدود ANSYS [۳۱] در شکل (۴) بیانگر دقت قابل قبول برنامه تحلیلی می‌باشد. همچنین در شکل‌های (۵) و (۶) مقایسه نتایج تحلیلی برنامه به ترتیب برای حالت‌های خطی و غیرخطی مصالح و نیز اعمال بستر لغزشی توسط مدل المان تماسی و غیر لغزشی ارائه شده است.

۴-۱- طرح سد و نیروگاه کارون ۴

سد قوسی وزنی کارون ۴ و نیروگاه آن بر روی رودخانه کارون در استان چهارمحال بختیاری در فاصله حدود ۱۸۰ کیلومتری جنوب غرب شهرکرد، در بالادست تلاقی دو رودخانه کارون و منج واقع شده است. مشخصات هندسی این سد در جدول (۱) ارائه شده است. بر مبنای نتایج حاصل از گمانه‌های اکتشافی وجه غالب سنگ (۸۴٪) دارای کیفیت متوسط تا خوب بوده و شاخص کیفی آن (RQD) از ۶۶ تا ۸۴ درصد متغیر می‌باشد. طبقه‌بندی و مشخصات ژئومکانیکی سنگ بستر در جدول (۲) ارائه شده است.



شکل ۳- مدل تحلیلی بلندترین مونولیت سد وزنی Pine flat

شتاب متوسط در هر گام زمانی، سیستم معادلات دیفرانسیلی را می‌توان به سیستم معادلات جبری به روش نیومارک تبدیل نمود:

$$[\bar{K}] \{u(t)\} = \{\bar{F}\} \quad (29)$$

به طوری که داریم $(t = n \Delta t)$ و $(t_{-1} = (n-1) \Delta t)$:

$$[\bar{K}] = \frac{4}{\Delta t^2} [M] + \frac{2}{\Delta t} [C] + [K] \quad (30)$$

$$\{\bar{F}\} = [M] \left(\frac{4}{\Delta t^2} \{u(t_{-1})\} + \frac{4}{\Delta t} \{\dot{u}(t_{-1})\} + \{\ddot{u}(t_{-1})\} \right) + [C] \left(\frac{2}{\Delta t} \{u(t_{-1})\} + \{\dot{u}(t_{-1})\} \right) + \{F(t_{-1})\} \quad (31)$$

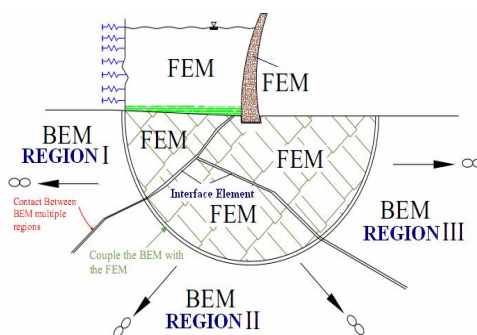
در نهایت سیستم معادلات کوپل به صورت زیر حاصل می‌شود:

$$\left([N\bar{K}]_{BE} + [\bar{K}]_{FE} \right) \{u(t)\} = \{\bar{F}\}_{BE} + \{\bar{F}\}_{FE} \quad (32)$$

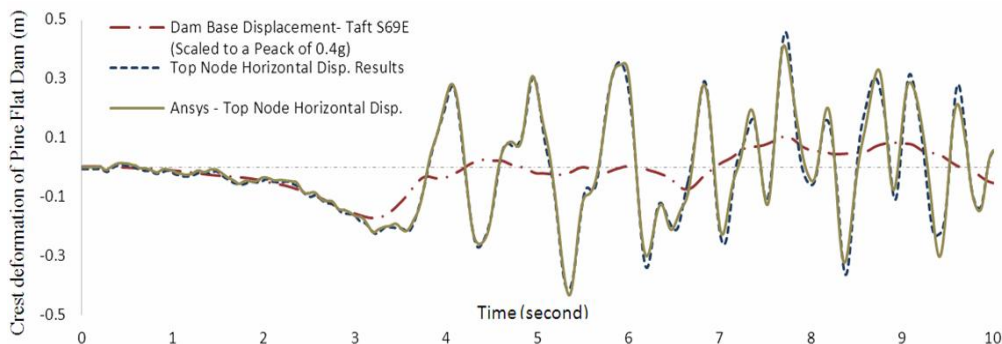
در شکل (۲) نمائی کلی از حالت خاص مدل تحلیلی سیستم سد- مخزن- تکیه‌گاه سنگی ارائه شده است.

۴- ارزیابی مدل تحلیلی سد- مخزن- فونداسیون

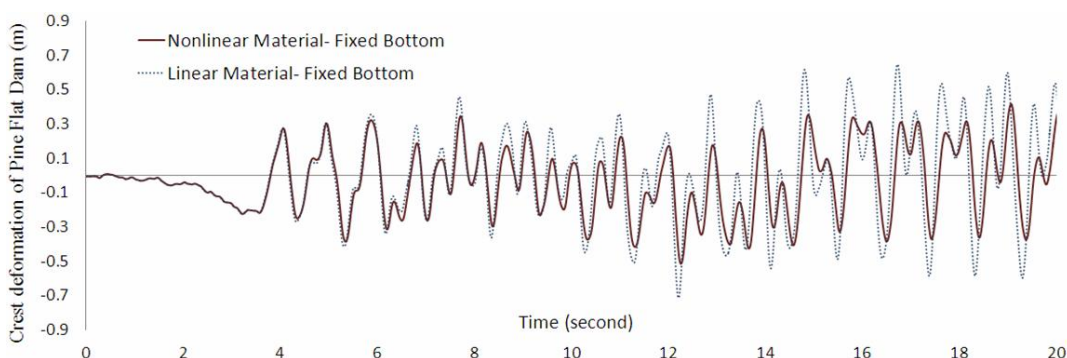
هرچند صحت نتایج تحلیلی برای جنبه‌های مختلف برنامه عددی با مدل‌سازی تحلیلی نمونه‌های متعدد منابع معتبر و با دقت قابل قبول کنترل شده است، در اینجا صرفاً نتایج مقایسه‌ای برای مدل عددی سد بتنی وزنی Pine flat ارائه شده است. در منابع متعددی از جمله منبع [۳۰] نتایج تحلیلی این سد برای شرایط مختلف و به صورت دو بعدی گزارش شده است. هندسه بزرگترین مونولیت سد در شکل (۳) نشان داده شده است. مشخصات مصالح بتن به صورت $E_c=22.4GPa$ ، $\nu=0.2$ ، $f_c'=28MPa$ و $f_t=3.2MPa$ با ضریب استهلاک بتن 0.05 نظر گرفته شده است.



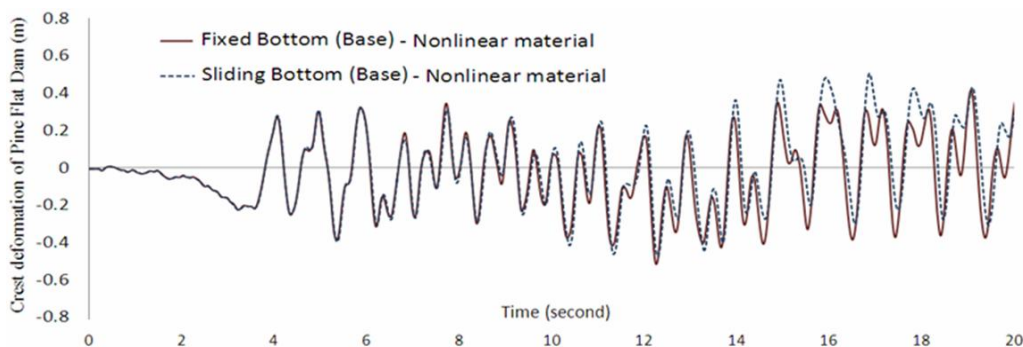
شکل ۲- مدل شماتیک سیستم سد- مخزن- تکیه‌گاه سنگی



شکل ۴- صحت‌سنجی جابجائی افقی تاج سد وزنی Pine flat تحت مولفه افقی زلزله مقیاس شده Taft-1952 با برنامه عناصر محدود ANSYS



شکل ۵- مقایسه جابجائی افقی تاج سد وزنی Pine flat تحت رکورد ۲۰ ثانیه مولفه افقی زلزله مقیاس شده Taft-1952 در دو حالت رفتار خطی و غیرخطی مصالح (بدون لغزش پایه)



شکل ۶- مقایسه جابجائی افقی تاج سد وزنی Pine flat تحت رکورد ۲۰ ثانیه مولفه افقی زلزله مقیاس شده Taft-1952 در دو حالت با و بدون لغزش پایه (رفتار مصالح غیرخطی)

برشی بتن و سطح تماس بتن- سنگ در شرایطی که نتایج آزمایشی مد نظر قرار نگیرند، چسبندگی ظاهری و زاویه اصطکاک سطح را می‌توان به ترتیب معادل 0.35 MPa و 40° در نظر گرفت [۳۲ و ۳۳]. در تحلیل‌ها برای محاسبه ضرایب سختی المان‌های تماسی از جمله درز بدنه سد و ناحیه گسل‌ها، ضریب سختی واحد سطح برشی و نرمال بر اساس رابطه ارائه شده توسط Fenves ملاک عمل قرار گرفته است:

بافت غالب توده سنگ تشکیل دهنده پی سد در رده II می‌باشد. مقاومت فشاری و کشش بتن در بارگذاری الاستاتیکی به ترتیب 25.0 MPa و 3.75 MPa و ضریب پواسون 0.2 در نظر گرفته شده است. همچنین مدول الاستیک بدنه با استفاده از معیار مدول ارتجاعی و تری در سطح تنش $0.4f_c$ برابر $E_c=23.6 \text{ GPa}$ منظور شده است. ضریب بزرگ‌نمایی دینامیکی برای مقاومت فشاری، کششی و مدول الاستیسیته به ترتیب $1/3$ ، $1/5$ و $1/25$ و نیز نسبت میرائی 0.05 در نظر گرفته شده است. برای تعیین مقاومت

جدول ۳- تعداد ناپیوستگی‌ها در تکیه‌گاه‌های سد

Abutment	No. of Joint Sets	No. of Faults	No. of Major Joints	Total
Left	5	16	9	30
Right	5	10	19	34

جدول ۴- مشخصات هندسی ناپیوستگی‌های مدل شده

Geometrical Specification	Discontinuities				
	F4-a	F6-a	MJ28 New	MJ67-c	
Dip Direction	052°	001°	349°	U/S : 015° D/S:030~070	
Dip	30°	41°	35°	U/S : 035° D/S: 030°	
Leakage Condition	Wet	Wet	Wet	NA	
Rock Block Planes	Abutment	Left	Left	Left	Right
	RB1	√	-	-	√
	RB2	√	-	-	√
	RB3	√	√	-	√
	RB4	√	√	-	√
	RB5	√	-	√	√
	RB6	√	-	√	√

۴-۲- بارگذاری و الگوریتم تحلیل مسأله

بارهای وارده در مرحله استاتیکی شامل موارد ذیل می‌باشند:

- اعمال جرم بخش تکیه‌گاه‌های سنگی جهت ایجاد تنش‌های برجا^۱ موجود در لایه‌های زمین که در تعیین تنش‌های نهائی بعد از احداث سد تعیین کننده خواهد بود.
- بار وزن بدنه سد که اعمال یک‌باره آن به مدل تحلیلی سبب آویزان شدن^۲ بدنه سد از تکیه‌گاه‌ها و در نتیجه ایجاد تنش‌های کششی بسیار بالا خصوصاً در قسمت‌های فوقانی می‌شود. این تنش‌ها به دلیل بتن‌ریزی تدریجی و وجود درزهای انقباضی در بدنه سد غیر واقعی می‌باشند. در تحلیل‌های غیرخطی مطالعه حاضر با در نظرگیری المان‌های تماسی درز، اعمال یک‌باره بار وزن بدنه امکان پذیر خواهد بود. باید به این نکته نیز توجه داشت که تعیین تغییر مکان‌های حاصل از تحلیل بار وزن بدنه به دلیل نیاز به مدل کردن دقیق مراحل بتن‌ریزی و تزریق درزها و قالب‌بندی در هر مرحله با تبعیت از هندسه تغییرشکل نیافته و نیز اعمال اثرات خزش و افت بتن عملاً کاری بسیار دشوار است.
- بارهای ناشی از مخزن شامل فشار هیدرواستاتیک، بار رسوب و فشار برکنش می‌باشند. خصوصیات آب شامل چگالی

جدول ۱- مشخصات هندسی گزینه نهائی سد

Geometric Parameters	Dam Shape	Geometric Parameters	Final Dam Shape
Crest Elevation	1032.0 m	Base Thickness	37.0 m
Maximum Height	230.0 m	Base Undercut	6.0 m
Crest Thickness	7.0 m	Maximum Thickness	50.5 m
Crest Overhang	40.0 m	Reservoir Volume	2,190*10 ⁶ m ³
Crest Central Angle	83.2°	Concrete Volume	1,675,000 m ³
Crest Length	440 m	Excavation Volume	660,000 m ³
Outlets Discharge Capacity	8,600 m ³ /s	Developed Mid- Face	55000 m ²

جدول ۲- طبقه‌بندی مشخصات توده سنگ تکیه‌گاه‌ها

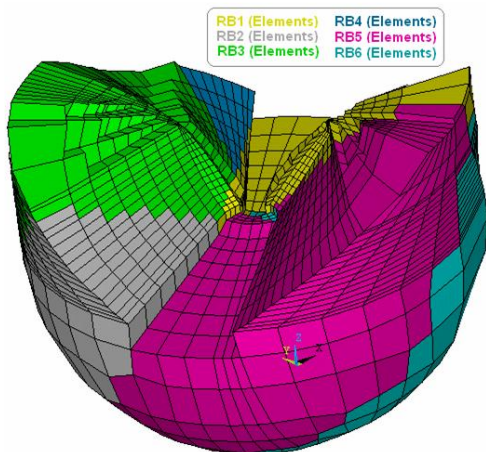
Geometric Parameters	Rock Mass Classification			
	class I	class II	class III	class IV
Unit Weight (KN/m ³)	26	25	25	25
Deformation Modulus (GPa)	19.0	11.0	6.0	3.0
Poisson's Ratio	0.2	0.25	0.28	0.32
Friction Angle (degrees)	50	42	35	30
Cohesion (MPa)	2.0	0.5	0.3	0.15
Allowable Bearing Capacity (Mpa)	~20	9-14	4-6	1.2-2

$$K_{jm} = \frac{qE}{L}, \quad (j = 1, 2, 3) \quad (33)$$

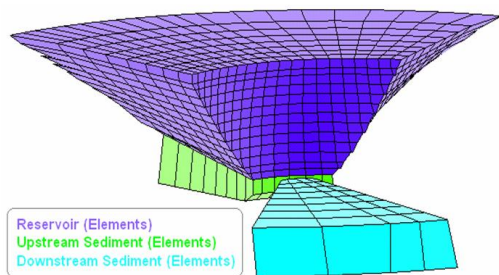
به طوری که E کمترین مدول الاستیک مصالح دو طرف درز، L طول المان در جهت عمود بر درز و q عددی که از ۱ تا ۱۰۰ متغیر بوده و برای سختی برشی معمولاً کمتر از سختی نرمال لحاظ می‌شود. طی بررسی‌های میدانی انجام یافته تعداد ناپیوستگی‌های موجود در منطقه مطابق جدول (۳) تعیین گردیده‌اند که از این تعداد بر اساس هندسه ناپیوستگی‌ها و نتایج تحلیل‌ها موارد بحرانی شامل F4-a, F6-a, MJ28NEW, MJ67 در مدل‌سازی اعمال گردیده‌اند [۳۲ و ۳۳]. از تلاقی این ناپیوستگی‌ها ۶ بلوک حاصل و تأثیر آن‌ها در رفتار کلی سیستم مد نظر قرار گرفته است. مشخصات این ناپیوستگی‌ها و بلوک‌ها در جدول (۴) ارائه شده‌اند.

1- In-situ stresses

2- Hanging



شکل ۸- مدل تحلیلی تکیه‌گاه سنگی با المان تماسی در مرز مشترک بلوک‌ها



شکل ۹- مدل تحلیلی سیال و رسوبات بالادست و پائین دست مخزن

در کلیه مرزهای تماس شامل درزهای انقباضی بدنه سد، سطوح تماس سد-مخزن، تکیه‌گاه سد-فونداسیون سنگی، آب و رسوب مخزن-دره سنگی و ناپیوستگی‌های توده سنگی از المان‌های تماسی بهره گرفته شده است. در عمل سطوح تماس ناپیوستگی‌های بخش سنگ غیر مسطح و شامل فشار آب نفوذی می‌باشد و لذا در مدل تحلیلی می‌توان با انتخاب مناسب سختی‌های نرمال و برشی، ماهیت تصادفی این سطوح را مدل‌سازی نمود. همچنین در تمامی مرزهای سیال از سختی برشی المان تماسی صرف‌نظر شده است. در جدول (۵) سختی‌های نرمال و برشی المان‌های تماسی مدل تحلیلی توصیف شده است.

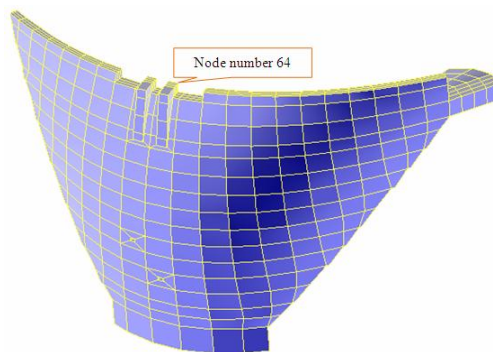
جدول ۵- مشخصات سختی المان‌های تماسی مدل

سختی المان‌های تماسی		موقعیت سطح تماس
امتداد نرمال (N/mm ³)	امتداد مماسی (N/mm ³)	
3 × 10 ⁹	1/5 × 10 ⁹	ناپیوستگی‌های توده سنگ تکیه‌گاه‌ها
3 × 10 ⁸	1 × 10 ¹	سطوح مشترک جامد-سیال
6 × 10 ⁹	1 × 10 ¹	سطوح معادل دوردست فونداسیون
3 × 10 ⁸	1 × 10 ¹	سطوح معادل دوردست مخزن

مدول تغییر شکل حجمی و $\rho_w = 1000 \text{ Kg} / \text{m}^3$ در نظر گرفته شده است. همچنین چگالی رسوبات در ارتفاع این رسوبات در بالادست و پائین دست سد به ترتیب حدود ۶۸ و ۳۰ متر فرض شده است. فشار برکنش عملاً باعث تضعیف عملکرد طره‌ای و افزایش عملکرد قوسی در بدنه سد می‌شود. معمولاً در سدهای بتنی قوسی متعارف این اثر ناچیز بوده و در تحلیل تنش بدنه لحاظ نمی‌شود. بارهای دیگر همچون بار ناشی از اختلاف دمای محیط و فشار یخ بر بدنه سد نیز می‌تواند مطرح باشد که در تحقیق حاضر مد نظر نبوده است. نظر به این که تأکید مطالعه حاضر مدل‌سازی و بررسی اثر ناپیوستگی‌های توده سنگ تکیه‌گاهی بر رفتار سدهای قوسی می‌باشد، لذا تحلیل مسأله شامل اعمال بارهای استاتیکی ناشی از وزن بدنه و سیال مخزن و متعاقباً بارگذاری دینامیکی بوده است.

۳-۴- مدل تحلیلی بدنه سد-مخزن-تکیه‌گاه

کل سیستم سد-مخزن-تکیه‌گاه متشکل از ۸۱۷۱ المان می‌باشد که از این تعداد ۶۳۹۲ المان آجری و مابقی المان تماسی می‌باشند. در مش‌بندی سعی گردیده از تولید المان‌های بد فرم و گوه‌ای شکل احتراز شود. مدل بدنه سد مشتمل بر ۲۰ مونولیت، دو دریچه میانی، سرریز تاج و شوت می‌باشد. همچنین به جهت انجام عملیات تزریق و تقویت ناحیه سنگی محدوده نزدیک سد، از ضریب ۲ برای مدول تغییر شکل و مقاومت گسیختگی در مصالح سنگی ناحیه ۲۰ متری نزدیک بدنه سد استفاده شده است. در شکل (۷) مدل تحلیلی بدنه و تکیه‌گاه سد نشان داده شده است. بخش فونداسیون سنگی به شعاع ۲/۵ برابر ارتفاع سد یعنی ۵۷۵ متر مدل‌سازی گردیده است. در شکل (۸) نمای کلی از المان‌های بخش سنگی و در شکل (۹) المان‌های مخزن و رسوبات نشان داده شده است.



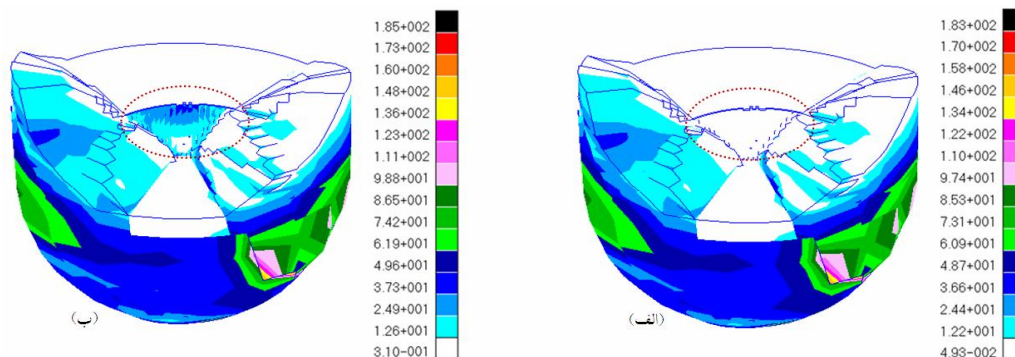
شکل ۷- مدل تحلیلی بدنه سد و ملحقات

۴-۴- بررسی نتایج تحلیلی

بارگذاری و تحلیل سیستم با توالی واقعی یعنی نخست جرم توده سنگ و سپس بدنه و مخزن و متعاقباً تحریک سه امتداد زلزله با بازه زمانی ۰/۰۱s صورت می‌گیرد. این فرآیند بارگذاری می‌بایست به نحوی صورت پذیرد که در اثر نشست ناشی از اعمال جرم توده سنگ تکیه‌گاهی، تنشی در بدنه سد ایجاد نگردد. برای حذف این تنش‌های غیر واقعی از نتایج، در برنامه عددی امکان تغییر در مقادیر مشخصات مکانیکی مصالح سنگی و بتنی در طول گام‌های تحلیل فراهم شده و از این‌رو به صورت مؤثری تنش‌های برجای توده سنگ تکیه‌گاهی لحاظ می‌گردد. لازم به ذکر است که روند بارگذاری اشاره شده از جنبه انتخاب المان‌های بخش تکیه‌گاه‌ها و میزان تغییرات مشخصات مکانیکی مصالح حساس و پیچیده بوده و دقت زیادی جهت نیل به جواب قابل قبول می‌طلبد. روش کار بدین صورت است که در مرحله بارگذاری بخش توده سنگ، با کاهش قابل توجه مدول الاستیسیته و ضریب پواسون بتنی بدنه سد و بخشی از المان‌های تکیه‌گاه‌های مجاور بدنه (به فاصله حدود ۲۰ متری محل تماس سد به تکیه‌گاه‌ها) و همچنین افزایش قابل توجه سختی در بخش‌هایی دورتر از بدنه، از ایجاد تنش‌های ناشی از تغییر شکل‌های بدنه کاسته شده و در گام‌های بعدی با تغییر تدریجی مشخصات مصالح به حالت واقعی، روند بارگذاری مراحل بعدی شامل وزن بدنه سد و مخزن ادامه پیدا می‌کند. در شکل (۱۰) مقایسه‌ای بین کانتور تنش‌های فون مایسز در صورت اعمال جرم بخش سنگی مدل برای دو حالت با و بدون تنش‌های ناشی از نشست بخش سنگی در بدنه ارائه شده است. مقدار این تنش‌ها در حالت بارگذاری عادی (بدون استفاده از قابلیت برنامه)

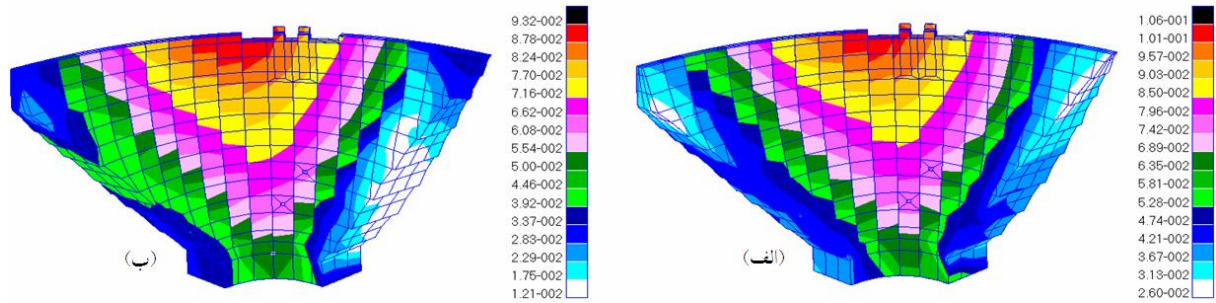
تا میزان 170 kgf/cm^2 در نواحی پاشنه سد افزایش می‌یابد که قابل توجه بوده و نتایج تحلیلی را غیر قابل ارزیابی خواهد نمود. در حالی که با اعمال تغییرات خواص مکانیکی مدول الاستیسیته و ضریب پواسون در بخش‌هایی از تکیه‌گاه‌ها و بدنه سد این تنش‌های غیر واقعی به میزان خیلی زیادی کاهش یافته (به میزان حداکثر $0/118 \text{ kgf/cm}^2$) که در ادامه با تبدیل مشخصات مکانیکی به مقادیر واقعی امکان پیشروی تحلیل در بارگذاری‌های بعدی میسر شده است.

به منظور بررسی تأثیر مدل‌سازی ناپیوستگی‌های بخش تکیه‌گاه سنگی و نیز شرط مرزی دوردست تحت بارگذاری استاتیکی مقایسه اشکال (۱۱) و (۱۲) ارائه شده است. به طوری که از اشکال (۱۱-الف) و (۱۱-ب) ملاحظه می‌شود تغییر مکان حداکثر تاج سد در حالت حذف امکان لغزش، نفوذ و جدایش در گسل‌ها از مقدار $10/6$ سانتی‌متر به $9/3$ سانتی‌متر (حدود 12%) کاهش می‌یابد. به طوری که ملاحظه می‌شود مقدار حداکثر تنش فون مایسز بدنه در حالت حذف امکان لغزش در گسل‌ها از مقدار 154 kgf/cm^2 به مقدار 135 kgf/cm^2 (حدود 12%) کاهش می‌یابد که بیانگر نقش قابل توجه مدل‌سازی ناپیوستگی‌ها در نتایج تحلیل بدنه سد در اندرکنش با تکیه‌گاه‌ها می‌باشد. مقایسه اشکال (۱۲-الف) و (۱۲-ب) نیز در برگزیده تأثیر شرط مرزی دوردست ناحیه سنگ بر تنش‌های بدنه سد می‌باشد. در این حالت نیز با حذف امکان جابجائی و به عبارت دیگر مقید کردن تغییر مکان نرمال گره‌ها در شرط مرزی بخش برش خورده فونداسیون، شاهد کاهش حداکثر تنش فون مایسز و تغییر موقعیت آن در بدنه سد خواهیم بود.

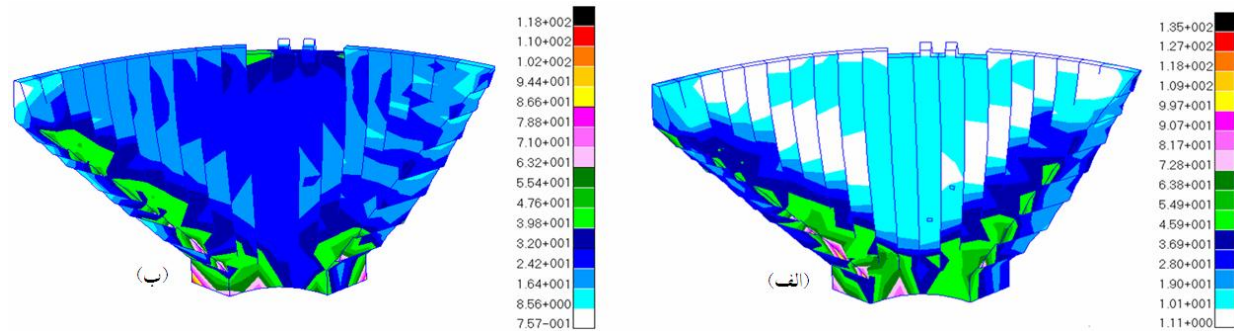


شکل ۱۰- مقایسه کانتور تنش‌های فون مایسز تحت بارگذاری استاتیکی وزن توده سنگ در حالات الف) اصلاح تنش‌های بدنه سد،

ب) تنش‌های غیر واقعی بدنه سد در بارگذاری عادی (واحد تنش kgf/cm^2)



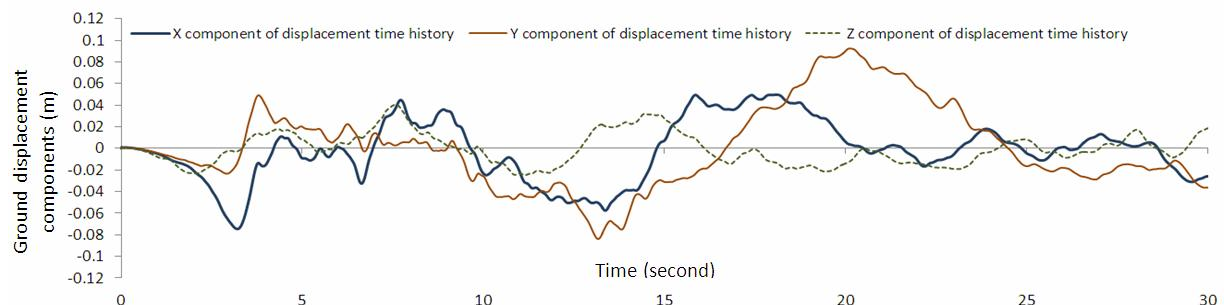
شکل ۱۱- مقایسه کانتور تغییر مکان‌های بدنه سد تحت بارگذاری استاتیکی وزن بدنه سد و فشار هیدرواستاتیکی مخزن در حالات (الف) با امکان لغزش در گسل‌ها، (ب) حذف امکان لغزش و جدایش در گسل‌ها (واحد جابجایی m)



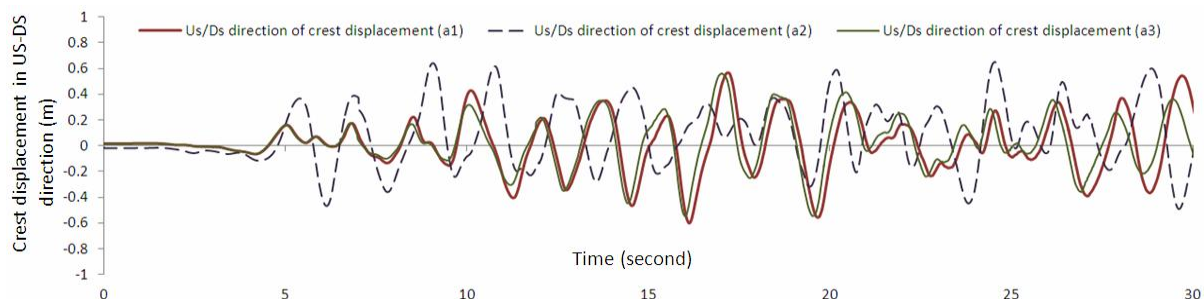
شکل ۱۲- مقایسه کانتور تنش‌های فون مایسز تحت بارگذاری استاتیکی وزن توده سنگ در حالات (الف) عدم لغزش و جدایش در ناپیوستگی‌های تکیه‌گاهی، (ب) شرط مرزی مقید در گرهِ‌های سطح برش خورده بخش سنگی (واحد تنش kgf/cm^2)

حالات "a1" مدل‌سازی گسل‌ها و شرط مرزی دوردست جابجا شونده"، "a2" بدون مدل‌سازی گسل‌ها و با شرط مرزی دور دست ثابت" و "a3" همان حالت a1 ولی بدون اعمال رفتار غیرخطی مصالح بتنی، سنگی و المان‌های تماسی" صورت گرفته است. هر چند در این شکل تأثیر رفتار غیرخطی مصالح بعد از حدود ۱۰ ثانیه نخست تحریک خود را نشان می‌دهد، ولی نقش مدل‌سازی ناپیوستگی‌ها و شرط مرزی مناسب تکیه‌گاه سنگی در رفتار لرزه‌ای بدنه سد به مراتب مهم و قابل توجه تشخیص داده می‌شود.

به منظور بررسی تأثیر رفتار غیرخطی مصالح، همچنین مدل‌سازی ناپیوستگی‌های بخش تکیه‌گاه سنگی و نیز شرط مرزی دوردست در بارگذاری دینامیکی، نتایج تحلیلی سیستم تحت اثر ۳۰ ثانیه نخست رکورد زلزله Taft-1952 در سه امتداد متعامد بعد از بزرگنمایی به میزان بیشینه شتاب زمین در سایت پروژه کارون ۴ یعنی $\text{PGA}_{\text{hor}}=0.49\text{g}$ و $\text{PGA}_{\text{ver}}=0.26\text{g}$ مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. شکل (۱۳) نشان دهنده تاریخچه جابجایی مقیاس شده به عنوان ورودی تحلیل سه‌بعدی سیستم می‌باشد. در شکل (۱۴) مقایسه‌ای از تاریخچه جابجایی افقی امتداد بالادست- پائین دست گرهِ شماره ۶۴ تاج سد (شکل (۷)) در



شکل ۱۳- تاریخچه ۳۰ ثانیه نخست جابجایی زلزله Taft-1952 در سه امتداد متعامد اعمال شده بر سیستم



شکل ۱۴- مقایسه جابجائی افقی گره شماره ۶۴ تاج سد در امتداد US-DS تحت زلزله Taft-1952 برای حالات a1 و a2 و a3

۵- بحث و نتیجه گیری

در مقاله حاضر پس از بحث در خصوص عوامل تأثیرگذار بر رفتار تحت بار سدهای قوسی، سعی در افزایش دقت و حاشیه اطمینان نتایج تحلیلی برای سیستم شامل سد- مخزن- تکیه گاه با شرایط مرزی مناسب بوده است. واضح است که انجام صحیح تحلیل استاتیکی حائز اهمیت می باشد. نتایج تحلیلی حاکی از لزوم انجام تحلیل سیستم اندرکنشی سد- مخزن- فونداسیون سنگی با در نظرگیری ناپیوستگی ها و شرط مرزی مناسب بخش برش خورده تکیه گاه های سنگی در مدل سازی سیستم می باشد. در مطالعه موردی سد کارون ۴ تحت بارگذاری استاتیکی وزن بدنه سد و فشار هیدرواستاتیکی مخزن، نتایج تحلیلی نشان دهنده کاهش حدود ۱۲٪ حداکثر تنش فون مایسز و انتقال موقعیت آن در حالت حذف نقش ناپیوستگی ها بوده است، به طوری که این کاهش در صورت مدل سازی شرط مرزی ثابت به جای شرط مرزی معادل بخش دوردست حدود ۲۳٪ حاصل می شود. لذا نتایج بیانگر اهمیت در نظرگیری تأثیر ناپیوستگی ها و شرط مرزی مناسب برای بخش تکیه گاه ها می باشد. واضح است که نقش عوامل مذکور در تحلیل های دینامیکی بیشتر مطرح بوده و برای طراحی دقیق سد الزامی به نظر می رسد. با مقایسه و دقت در تفاوت قابل توجه مشخصه های رفتاری بدنه یک سد بتنی قوسی تحت اثر زلزله، ملاحظه می گردد که رفتار غیر خطی مصالح بتنی و سنگی و به خصوص تأثیر ناپیوستگی ها و شرط مرزی بخش برش خورده تکیه گاه ها در ارزیابی عملکرد کلی حائز اهمیت فراوان می باشد.

۶- تقدیر و تشکر

جا دارد از گروه فنی و طراحی شرکت مهندسی مشاور مهتاب قدس برای همکاری و ارائه اطلاعات سد کارون ۴ کمال تشکر و قدردانی را داشته باشیم.

۷- مراجع

- [1] Ghaemian, M., Ghobarah, A., "Nonlinear Seismic Response of Concrete Gravity Dams with Dam-Reservoir Interaction", *Engineering Structures*, 1999, 21, 306-315.
- [2] Bouaanani, N., Ying Lu F., "Assessment of Potential-Based Fluid Finite Elements for Seismic Analysis of Dam-Reservoir Systems", *Computers and Structures*, 2009, 87, 206-224.
- [3] Fenves, G., Chopra, A., "Effects of Reservoir Bottom Absorption on Earthquake Response of Concrete Gravity Dams", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 1983, 11, 809-829.
- [4] Tan, H., Chopra, A., "Dam-Foundation Rock Interaction Effects in Earthquake Response of Arch Dams", *Journal of Structural Engineering*, 1996, 122, 528-538.
- [5] Cheng, A., "Effects of Sediments on Earthquake Induced Reservoir Hydrodynamic Response", *Journal of Engineering Mechanics*, 1987, 112, 654-665.
- [6] Bougacha, S., Tassoulas, J. L., "Effects of Sedimentary Material on the Response of Concrete Gravity Dams", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 1991, 20, 849-858.
- [7] Bougacha, S., Tassoulas, J., "Dam- Water-Sediment- Rock Systems: Seismic Analysis", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2006, 26, 680-693.
- [8] "Engineering Guidelines for the Evaluation of Hydropower Projects", Federal Energy Regulatory Commission Division of Dam Safety and Inspections, Washington DC, 1999, Chapter 11- Arch Dams, pp 1-174.
- [9] Chuhan, Z., Jianwen, P., Jinting, W., "Influence of Seismic Input Mechanisms and Radiation Damping on Arch Dam Response", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2009, 29, 1282-1293.

- [20] Smith, I. M., Griffiths, D. V., "Programming the Finite Element Method", Volumes, John Wiley & Sons, 2004.
- [21] Beer, G., Smith, L., Duenser, C., "The Boundary Element Method with Programming", Springer Wien, New York, USA, 2008.
- [22] Taylor, R. L., Zavarise, G., "FEAP- A Finite Element Analysis Program, Version 7.5", University of California, Berkeley, USA, November 2003.
- [23] Chopra, A., "Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering", Prentice Hall, 2000.
- [24] Dunne, F., Petrinic, N., "Introduction to Computational Plasticity", Department of Engineering Science, Oxford, UK, 2006.
- [25] Needleman, A., "An Analysis of Tensile Decohesion Along an Interface", Journal of Mechanics and Physics of Solids, 1990, 38, 289-324.
- [26] Ortiz, M., Pandolfi, A., "A finite Deformation Irreversible Cohesive Elements for Three-Dimensional Crack Propagation Analysis", International Journal for Numerical Methods in Engineering, 1999, 44, 1267-1282.
- [27] Wriggers, P., "Computational Contact Mechanics", Springer-Verlag, Berlin, 2006.
- [28] Brebbia, C. A., Dominguez, J., "Boundary Elements- An Introductory Course", WIT Press Boston, Southampton-Computational Mechanics Publications, 1998.
- [29] Hall, W. S., Oliveto, G., "Boundary Element Methods for Soil-Structure Interaction", Kluwer Academic Publishers, USA, 2004.
- [30] Chavez, J. W., Fenves, G. L., "Earthquake Analysis of Concrete Gravity Dams Including Base Sliding", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1995, 24, 673-686.
- [31] Swanson Analysis Systems, Inc. "ANSYS Release 11.0. Reference manuals", Canonsburg, Pennsylvania, United States.
- [32] "Karun IV Dam & H.P.P. Project Special Studies (Phase III)", Iran Water & Power Resources Development Company (IWPC), Tehran, October, 2008.
- [33] "Karun IV Dam & H.P.P. Project-Final Phase Study (Phase II)", Final Report on Analysis and Design of Dam and Appurtenant Structures, Mahab Ghodss Consulting, Tehran, Iran, August, 2003.
- [10] Gdoutos, E. E., "Fracture Mechanics: Solid Mechanics and its Applications", Springer Dordrecht, Netherlands, 2005, pp 353-365.
- [11] Sheary. P. R., "Empirical Rock Failure Criteria", A. A. Balkema: Rotterdam. Netherlands, 176 pages, 1997.
- [12] Chen, W. F., Saleeb, A. F., "Constitutive Equations for Engineering Materials", Wiley Inter-science, New York, 1982, Vol, I, pp 580.
- [13] Mousavi, S. M., "Numerical Modeling of Jointed Rock Mass for Abutments of Concrete Arch Dams under Dynamic Loading", PhD Thesis, Tarbiat Modares University, Tehran, Iran, 2005.
- [14] Bakavoli, M. KH., "Seepage Effects on the Stability of Jointed Rock Mass In Arch Dam Foundation and Abutments", PhD Thesis, Tarbiat Modares University, Tehran, Iran, 2005.
- [15] Mojtahedi, S., Fenves, G. L., Reimer, R. B., "ADAP-88: A Computer Program for Nonlinear Earthquake Analysis of Concrete Arch Dams", Report No. UCB/SEMM-92/11, Structural Engineering, Mechanics and Materials; Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley, USA, May, 1992.
- [16] Chavez, J. W., Fenves, G. L., "EAGD-SLIDE: A Computer Program for the Earthquake Analysis of Concrete Gravity Dams Including Base Sliding", Report No. UCB/SEMM-94/02, Structural Engineering, Mechanics, and Materials, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Berkeley, USA, March, 1994.
- [17] Tan, H. C., Chopra, A. K., "EACD-3D-96: A Computer Program for Three-Dimensional Earthquake Analysis of Concrete Dams", Report No. UCB/SEMM-96/06, Structural Engineering, Mechanics and Materials Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Berkeley, USA, October, 1996.
- [18] Bathe, K. J., "Finite Element Procedures", Prentic Hall, Uper Saddle River, New Jersey, 1996.
- [19] Crisfield, M. A., "Non-linear Finite Element Analysis of Solids and Structures", Volumes, John Wiley & Sons, Bafins Lane, Chichester, UK, 1997.