

توسعه‌ی نرم‌افزار تحلیل دینامیکی غیرخطی سیستم سد بتنی - مخزن - فونداسیون ناپیوسته با شرایط مرزی جاذب و متحرک

عادل فردوسی (استادیار)

گروه عمران، دانشگاه آزاد اسلامی، واحد تبریز

احمد رضا مصطفی قره‌باغی* (دانشیار)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی سهند

محمد تقی احمدی (استاد)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه تربیت مدرس

محمد رضا چناق‌لو (دانشیار)

مهرداد امامی تبریزی (استادیار)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی سهند

مهندسی عمران شریف، بهار ۱۳۹۴ (ص. ۱۵-۳)
دوری ۲ - ۳۱، شماره ۱/۱

مدل‌سازی عددی سدهای بتنی قوسی در سیستم کوپل با مخزن و تکیه‌گاه، یکی از پیچیده‌ترین مباحث در حوزه‌ی مهندسی محسوب می‌شود. این پیچیدگی ناشی از عوامل مختلفی چون اندرکنش محیط‌ها، رفتار غیرخطی مصالح و نیز تأثیر درزهای انقباضی بدنه و ناپیوستگی‌های تکیه‌گاه سنگی است. در این مطالعه، یک نرم‌افزار المان محدود برای تحلیل دینامیکی غیرخطی سدهای بتنی توسعه یافته است. ویژگی‌های برنامه‌ی عددی شامل: مدل‌سازی اندرکنش محیط‌ها، مدل‌سازی رفتارهای غیرخطی مصالح، المان‌های هندسی و تماسی و امکان اعمال شرایط مرزی مناسب با مدل‌سازی تنش‌های برجای تکیه‌گاهی است. پس از صحت‌سنجی جنبه‌های مختلف برنامه، یک نمونه مطالعه‌ی موردی سد بتنی تحت بارگذاری لرزه‌یی با احتساب عوامل مؤثر مورد توجه قرار گرفته است. این نوشتار بر نقش و اهمیت مدل‌سازی ناپیوستگی‌ها و شرط مرزی مناسب بخش تکیه‌گاه سنگی در تحریک لرزه‌یی سدهای بتنی قوسی تأکید دارد و نتایج حاصل نیز مؤید این موضوع است.

A_ferdousi@iaut.ac.ir
mgharabaghi@sut.ac.ir
mahmadi@modares.ac.ir
mrchenaghlo@sut.ac.ir
m.emami@sut.ac.ir

واژگان کلیدی: سد بتنی قوسی، تحلیل دینامیکی غیرخطی، روش عناصر محدود، ناپیوستگی‌های پی سنگی، شرایط مرزی.

۱. مقدمه

در ناحیه‌ی پی سدهای بتنی یکی از مهم‌ترین عوامل بروز حوادث بوده است. هر چند خرابی سدهای قوسی، آمار کمی از کل خرابی‌های موجود در سدها را به خود اختصاص داده است؛ ولی عمده‌ترین عامل آن از ناحیه‌ی تکیه‌گاه‌ها گزارش شده است.^[۱] نمونه‌های بارز خرابی سدهای قوسی به دلیل ضعف پی و عدم توانایی تکیه‌گاه‌ها و لغزش در گسل‌ها، سد Malpasset در جنوب فرانسه و سد دو قوسی Vajont در ایتالیا است. لذا مفهوم پایداری یک سد بتنی قوسی تا حدود زیادی با پایداری تکیه‌گاه‌های آن در ارتباط است و به دلیل ماهیت پیچیده، غیرهمگن و گسسته‌ی این بخش همواره عدم اطمینان از استقامت آن تحت بارگذاری لرزه‌یی، جزء دغدغه‌های اصلی طراحان از استقامت این ابرسازه‌ها محسوب می‌شود.

با نگاهی به روند توسعه‌ی روش‌های تحلیلی سیستم شامل سد - مخزن - تکیه‌گاه ملاحظه می‌شود که تلاش‌های گسترده‌یی در جهت کاهش تقریب‌های مهندسی در زمینه‌های متعددی چون مدل‌سازی اندرکنش بدنه‌ی سد - مخزن، تأثیر

در کنار یافته‌های تجربی از عملکرد سدهای بتنی موجود، یکی از کارآمدترین ابزار در تجزیه و تحلیل رفتار این سازه‌ها، مدل‌سازی عددی با اعمال شرایط مرزی موجود است. در دهه‌های اخیر، با پیشرفت فزاینده‌ی سرعت و حجم پردازش رایانه‌ها از یک سو، و بسط و گسترش میانی نظری و روش‌های تحلیلی از سوی دیگر، این امکان فراهم شده است که با صرف هزینه و وقت کم به جواب قابل قبولی از رفتار و عملکرد نزدیک به واقعیت سازه‌هایی چون سدها دست یافت. از سوی دیگر، با توجه به این نکته که در طراحی انواع سدها، علی‌رغم اینکه ضرایب اطمینان نسبتاً بالایی اعمال می‌شود، با وجود این، در گوشه و کنار جهان شاهد وقوع خرابی در تعدادی از سدها هستیم. از بررسی گزارش خرابی این سدها مشخص می‌شود که وجود مشکل

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۳۹۱/۷/۲۵، اصلاحیه ۱۳۹۲/۲/۱۷، پذیرش ۱۳۹۲/۶/۱۷.

و به روش لاگرانژی در نظر گرفته شده است. جهت تعیین ماتریس سختی المان‌های سیال شامل آب و رسوبات مخزن، رابطه‌ی فشار - کرنش حجمی به صورت رابطه‌ی ۲ به کار می‌رود:

$$p = \lambda \varepsilon_v \quad (2)$$

که در آن، p و λ و ε_v به ترتیب تنش متوسط، مدول بالک و کرنش حجمی سیال هستند. کرنش حجمی به صورت تابعی از جابجائی نقاط گره‌ی عبارت است از (رابطه‌ی ۳):

$$\varepsilon_v = \frac{\partial u_x}{\partial x} + \frac{\partial u_y}{\partial y} + \frac{\partial u_z}{\partial z} \quad (3)$$

که در آن، u_x ، u_y و u_z به ترتیب مؤلفه‌های جابجائی در سه امتداد متعامد هستند. عمده‌ترین مشکل مدل‌سازی رفتار سیال با استفاده از روش لاگرانژی در مقایسه با روش اویلری، ایجاد مدهای جعلی ناشی از انتخاب مدول برشی صفر است. روش‌های متعددی برای غلبه بر این مسئله توسط پژوهشگران متعددی پیشنهاد شده است، که از آن جمله می‌توان به کارهای صورت‌گرفته توسط برخی از محققان $\text{et al. } 1999$ ، $\text{Hamdi et al. } 1998$ ، $\text{Shugar and Katona } 1975$ ، $\text{Chopra and Khalvati } 1983$ ، $\text{Akkaş et al. } 1979$ ، $\text{Zienkiewicz and Bettess } 1983$ ، $\text{Wilson } 1983$ ، $\text{Olson and Bathe } 1968$ ، $\text{Doğangün et al. } 1996$ ، $\text{a, } 2006$ ، b ، اشاره داشت. یک روش متداول، فرض سیال غیرلزج و غیرچرخشی است، که این مشکل با کاهش مرتبه‌ی انتگرال‌گیری گوس رفع می‌شود. روش دیگر، که در این مطالعه نیز به کار رفته است، اعمال مقدار ناچیز به جای مقدار صفر برای مدول کشسانی برشی سیال است. این تذکر لازم است که در این نوشتار، برای افزایش دقت نتایج، مدل‌سازی تمامی مرزهای مشترک جامد - سیال توسط المان تماسی با سختی برشی صفر در نظر گرفته شده است.

در چند دهه‌ی اخیر، از روش‌های عددی متعدد تحلیل تنش جهت مدل‌سازی رفتار توده‌های سنگی استفاده شده است. رایج‌ترین روش‌های عددی مورد استفاده در مسائل مکانیک سنگ عبارت‌اند از: ۱. روش‌های پیوسته شامل روش تفاضلات محدود (FDM)، روش عناصر محدود (FEM) و روش المان مرزی (BEM)؛ ۲. روش‌های گسسته شامل روش المان مجزا (DEM)، روش‌های شبکه‌ی شکست مجزا (DFN)؛ ۳. روش‌های ترکیبی مدل‌های پیوسته - گسسته از جمله: FEM/DEM و Hybrid FEM/BEM-Hybrid DEM/DEM-Hybrid و سایر روش‌های ترکیبی. در پژوهشی در سال ۲۰۰۵، با توجه به وضعیت فیزیکی توده‌ی سنگ و با در نظرگیری فواصل ناپیوستگی‌ها در مقایسه با ابعاد سازه، در خصوص کارایی عددی روش‌های مذکور نشان داده شده است که گزینه‌های مناسب و قابل رقابت در میان شیوه‌های حل عددی، روش‌های اجزاء محدود و اجزاء مجزا هستند. [۸] توجه به این نکته لازم است که در بسیاری از مسائل مکانیک سنگ، ناپیوستگی‌ها باید به گونه‌ی مشخص در مدل به کار برده شوند. این کار با افزودن عناصر فصل مشترک ویژه در مدل‌های پیوسته، نظیر روش اجزاء محدود، یا با به کارگیری روش ناپیوسته‌ی واقعی انجام می‌شود. جهت مدل‌سازی عددی توده‌ی سنگ درزه‌دار به روش FEM، درزه‌ها به صورت المان‌های خاص مدل‌سازی و یا توده‌ی سنگ درزه‌دار به صورت یک محیط پیوسته‌ی 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 نشأت آب در داخل ناپیوستگی‌های پیکره‌ی سنگ‌هاست، که از جهات مختلف در میزان مقاومت و پایداری آن تأثیرگذار خواهد بود. [۹] در این مطالعه، از المان تماسی با رفتار غیرخطی در بزرگ درزه‌ها و گسل‌ها به همراه

رسوبات کف مخزن، رفتار غیرخطی درزه‌های انقباضی، ترک و شکست بتن بدنه‌ی سد، نحوه‌ی انتشار امواج لرزه‌ی در مرزهای دوردست مخزن و غیره صورت گرفته است، که تا حدودی بر دقت نتایج تحلیلی افزوده است؛ ولی کماکان عدم قطعیت ناشی از تأثیر ناپیوستگی‌های تکیه‌گاه‌ها در رفتار کلی سد وجود دارد. هر چند نتایج تحلیل‌های پایداری تکیه‌گاه‌ها تا حدودی پاسخگوی ارزیابی‌های عمومی است، ولی نیاز به تحلیل‌های جامع اندرکنشی سیستم سد - مخزن - تکیه‌گاه با در نظرگیری تأثیر ناپیوستگی‌های بخش سنگی در رفتار کلی بدنه‌ی سد به شدت احساس می‌شود. در این مطالعه سعی شده است با استفاده از برنامه‌ی عددی، که تهیه و صحت‌سنجی شده است، تأثیر اندرکنش سد - فونداسیون ناپیوسته با شرط مرزی دوردست جاذب و غیرتاب در پاسخ لرزه‌ی یک سد قوسی مورد بررسی قرار گیرد. برای این منظور اعمال صحیح تنش‌های برجای بخش تکیه‌گاه سنگی یکی از اولویت‌های اصلی است. شایان ذکر است که در تدوین برنامه‌ی مذکور، قابلیت‌های برنامه‌های فهرست باز در زمینه‌ی تحلیل سدهای بتنی شامل ADAP-88، [۱۰] EAGD-SLIDE [۱۱] و EACD-3D-96، [۱۲] مورد توجه است و در مواردی از الگوریتم‌های مفید منابع مطرح در زمینه‌ی برنامه‌نویسی عددی روش عناصر محدود استفاده شده است. [۷-۵] همچنین امکان مدل‌سازی و مشاهده‌ی نتایج تحلیلی در برنامه‌های موجود پیش و پس پردازش با تغییر فرمت ورودی و خروجی فراهم است.

۲. شبیه‌سازی عددی رفتار لرزه‌ی سیستم

فرمول‌بندی تحلیل عددی مسئله به صورت دینامیکی در بازه‌ی زمانی است که در صورت اعمال گام زمانی بسیار طولانی به حالت تحلیل استاتیکی تبدیل خواهد شد. برنامه‌ی عددی به زبان فرترن ۹۰ نوشته شده و دارای قابلیت‌های تحلیل شامل: «کوپل محیط‌های سیال و جامد»، «رفتار غیرخطی مصالح و مدل گسیختگی 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» است. معادله‌ی کلی غیرخطی حرکت جسم عبارت است:

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

که در آن، $[M]$ ، $[C]$ و $[K]$ به ترتیب ماتریس جرم، میرایی و سختی و $\{R\}$ بردار نیروهای خارج از توازن ناشی از اثرات غیرخطی هستند. $\{U\}$ ، $\{\dot{U}\}$ و $\{\ddot{U}\}$ نیز به ترتیب بردارهای جابجائی، سرعت و شتاب و $[K_T]$ ماتریس سختی مماسی و $[C_T]$ ماتریس میرایی به هنگام شده‌ی ناشی از کاهش سختی در هر گام زمانی هستند. ماتریس میرایی با رابطه‌ی شناخته‌شده‌ی رایلی تعیین می‌شود. از روش نیومارک برای انتگرال‌گیری عددی معادله‌ی حرکت استفاده می‌شود. همچنین روش نیوتن کامل^۱ در حل تکراری مسئله به کار گرفته شده است. پارامترهای β و γ به عنوان مقادیر تعیین‌کننده‌ی پایداری و دقت تحلیلی به صورت $\beta = 1/4$ و $\gamma = 1/2$ اختیار شده‌اند.

در این مدل‌سازی از روش لاگرانژی برای مدل‌سازی بخش سیال استفاده شده است. همچنین حجم رسوبات کف مخزن با مشخصات فیزیکی و مکانیکی مربوط

در این مطالعه از المان تماسی با رفتار غیرخطی در بزرگ درزه‌ها و گسل‌ها و نیز درزه‌های انقباضی و محیطی بدنه‌ی سد استفاده شده است. در معرفی رفتار المان‌های تماسی شامل سختی نرمال k_n و سختی‌های برشی k_{s1} و k_{s2} ، نخست دو سطح تماس المان بر هم منطبق معرفی شده است و در گام‌های بعد بسته به اینکه علامت مؤلفه‌ی نرمال بردار جابجائی المان یعنی $\vec{\Delta}_n = \vec{\Delta} \cdot \vec{n}$ مثبت یا منفی باشد، شاهد بازشدگی یا نفوذ سطوح مجاور خواهیم بود. همچنین δ_{s1} و δ_{s2} مقادیر مؤلفه‌های بردار جابجائی مماسی به صورت $\vec{\Delta}_s = \vec{\Delta} - \delta_n \vec{n} = \vec{\Delta} - \vec{\Delta}_n$ بیان می‌شود. برای نیروی کششی المان شامل مقادیر مؤلفه‌ی نرمال f_n و مؤلفه‌های برشی f_{s1} و f_{s2} رابطه‌ی ۹ را خواهیم داشت:

$$\vec{F} = \vec{F}_n + \vec{F}_s = \frac{\partial \Theta}{\partial \delta_n} \cdot \vec{n} + \frac{\partial \Theta}{\partial \delta_s} \cdot \frac{\vec{\Delta}_s}{\delta_s} = \frac{f}{\delta_{eff}} (\vec{\Delta}_n + \chi' \vec{\Delta}_s) \quad (9)$$

به طوری که تابع Θ به صورت رابطه‌ی ۱۰ بیان می‌شود: [۱۳]

$$\Theta = e \sigma_{\max} \delta_{\max} \left[1 - \left(1 + \frac{\delta_{eff}}{\delta_{\max}} \right) \exp \left(-\frac{\delta_{eff}}{\delta_{\max}} \right) \right], \quad e = \exp(1) \quad (10)$$

و نیز داریم (رابطه‌ی ۱۱):

$$f = \frac{\partial \Theta}{\partial \delta} = e \sigma_{\max} \frac{\delta_{eff}}{\delta_{\max}} \exp \left(-\frac{\delta_{eff}}{\delta_{\max}} \right) \\ \delta_{eff} = \left\| \vec{\Delta} \right\| = \sqrt{\delta_n^2 + \chi'^2 \delta_s^2}, \quad \delta_s = \left\| \vec{\Delta}_s \right\| = \sqrt{\delta_{s1}^2 + \delta_{s2}^2} \quad (11)$$

که در آن‌ها، $\delta_{\max}$ و $\sigma_{\max}$ به ترتیب کرنش و تنش حد تسلیم المان تماسی هستند. δ_{eff} جابجائی مؤثر المان است که با وزن‌های متفاوت تغییرمکان نرمال و لغزش سطوح تماس بیان می‌شود. ضریب وزن χ بسته به جنس و زبری اطراف سطوح تماس و برای اعمال مد ترکیبی جدایش - لغزش در نظر گرفته می‌شود. این ضریب طبق پیشنهاد وان‌مایر^۶ و همکاران (۱۹۹۱) [۱۳]، براساس 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 κ)، طبق رابطه‌ی کولمب در نظر گرفته شده است (μ ضریب اصطکاک) (رابطه‌های ۱۲ و ۱۳): [۱۵]

$$\delta_n < 0 : f_n = k'_n \delta_n, \quad k'_n = \kappa \cdot k_n, \quad (\kappa \geq 1) \quad (12)$$

$$f_s = \mu f_n \quad (13)$$

در تحلیل‌ها برای محاسبه‌ی ضرایب سختی المان‌های درز بدنه‌ی سد و ناحیه‌ی گسل‌ها، ضریب سختی برشی و نرمال براساس روابط ۱۴ ملاک عمل قرار گرفته است:

$$k_n = \frac{nE}{L} A, \quad k_{s,t} = \frac{mG}{L} A \quad (14)$$

که در آن، E و G کمترین مدول کشسانی نرمال و برشی مصالح دو طرف درز، A سطح تماس و L طول المان حجمی مجاور در جهت عمود بر درز است و n و m اعداد متغیرهایی هستند که بسته به مشخصات سطح تماس از ۰/۱ تا ۱۰۰

المان‌های آجری عناصر محدود با امکان مدل‌سازی انواع مدهای خرابی در بخش سنگ درزه‌دار تکیه‌گاه‌ها به منزله‌ی محیط پیوسته‌ی معادل استفاده شده است.

از آنجایی که رفتار مصالح نیمه ترد بتن و درزه‌های انقباضی بدنه‌ی سد به ترتیب مشابه توده‌ی سنگ تکیه‌گاه‌ها و ناپیوستگی‌های این بخش است، المان یکسانی مورد استفاده قرار گرفته است و تفاوت، فقط در مشخصات مصالح اعمال شده است. از این رو برای دستیابی به یک تقریب قابل قبول از معیار سه پارامتری ترکیبی موهر - کلمب با یک قطع مقاومت کششی پیشینه استفاده شده است (کوان^۲، ۱۹۵۳) [۱۰]. البته در ادبیات فنی، معیارهای دیگری همچون معیار پنج پارامتری ویلام - وارنکه نیز مطرح هستند، که قابل اعمال به برنامه‌ی عددی‌اند. در معیار موهر - کلمب، شکست زمانی اتفاق می‌افتد که تنش برشی پیشینه به مقدار رابطه‌ی خطی وابسته به چسبندگی c ، تنش قائم σ و زاویه‌ی اصطکاک داخلی مصالح ϕ برسد (رابطه‌ی ۴):

$$|\tau| = c - \sigma \tan \phi \quad (4)$$

برای تنش‌های اصلی، تابع تسلیم موهر - کلمب مطابق رابطه‌ی ۵ است (لوبلینز^۲، ۱۹۹۰) [۱۱]:

$$\sigma_{11} \frac{(1 + \sin \phi)}{2c \cos \phi} - \sigma_{22} \frac{(1 - \sin \phi)}{2c \cos \phi} = 1 \quad (5)$$

رابطه‌ی ۵، برحسب ثابت‌های تنش I_1 ، J_2 و θ به صورت رابطه‌ی ۶ بیان می‌شود:

$$f(I_1, J_2, \theta) = \frac{1}{3} I_1 \sin \phi + \sqrt{J_2} \sin \left(\theta + \frac{\pi}{3} \right) + \frac{\sqrt{J_2}}{\sqrt{3}} \cos \left(\theta + \frac{\pi}{3} \right) \sin \phi - c \cos \phi = 0 \quad (6)$$

به طوری که بر حسب تنش‌های اصلی $\sigma_{11} > \sigma_{22} > \sigma_{33}$ ، رابطه‌ی ۷ را خواهیم داشت:

$$I_1 = \sigma_{11} + \sigma_{22} + \sigma_{33} \\ J_2 = (1/6) \cdot [(\sigma_{11} - \sigma_{22})^2 + (\sigma_{22} - \sigma_{33})^2 + (\sigma_{33} - \sigma_{11})^2] \\ \cos 3\theta = 3\sqrt{3} J_2 / 2 J_2^{3/2}, \quad 0 \leq \theta \leq \pi/3 \quad (7)$$

در این روابط $J_2 = S_{11} S_{22} S_{33}$ است، به طوری که: $S_{ij} = \sigma_{ij} - \sigma_{ii} \delta_{ij} / 3$ و $S_{ii} = S_{11} + S_{22} + S_{33} = 0$.

همچنین در معیار شکست کششی مصالح فرض می‌شود که تنش اصلی پیشینه در نقطه‌ی داخل جسم به مقدار مقاومت کششی حاصل از آزمایش کشش ساده برسد (رانکین^۴، ۱۸۷۶). صرف نظر از تنش‌های نرمال و f_t ، $\sigma_{22} = f_t$ ، $\sigma_{33} = f_t$ ، برای سطح شکست این معیار ۳ رابطه‌ی را خواهیم داشت. در این حالت نیز با استفاده از ثابت‌های تنش برای محدوده‌ی $0 \leq \theta \leq 60^\circ$ رابطه‌ی ۸ را خواهیم داشت (چن^۵، ۱۹۸۲) [۱۲].

$$f(I_1, J_2, \theta) = 2\sqrt{3} \cdot \sqrt{J_2} \cos \theta + I_1 - 3f_t = 0 \quad (8)$$

با استفاده از تعاریف اخیر، گسیختگی مصالح بتنی و سنگی را می‌توان به انواع ترک خوردن ناشی از کشش و خردشدن فشاری یا لغزشی برشی تقسیم‌بندی کرد.

انتخاب می‌شوند، به نحوی که سختی برشی معمولاً کمتر از سختی نرمال لحاظ می‌شود.

اعمال شرایط مرزی مناسب، بخش مهمی از مدل‌سازی سیستم در ارتباط با محیط اطراف خود را شامل می‌شود. شرایط مرزی سیستم در برگرنده‌ی معادلات حاکم بر سطح آزاد، مرزهای دوردست مخزن و توده‌سنگ‌های تکیه‌گاهی است. در اعمال شرط مرزی سطح آزاد با صرف‌نظر از امواج نقلی^۷، نهایتاً معادلات منجر به تابع فشار صفر خواهند شد. دلیل این فرض، نادیده‌گرفتن اثر امواج به علت تأثیر ناچیز آن (مخصوصاً برای مخازن عمیق)^[۱۶] در بیشتر مسائل است. در مدل‌سازی مخزن، تعیین طول مخزن بالادست و خصوصیات شرط مرزی دوردست، تأثیر مستقیم در میزان دقت و هزینه‌های تحلیلی خواهند داشت. شرط مرزی انتخابی باید دارای این ویژگی باشد که امواج هیدرودینامیکی انتشار یافته در مخزن را به نحو مناسبی جذب کند و به عبارت دیگر، به درون محیط برگشت ندهد. شرط مرزی پیشنهادی سامرفلد^۸ (۱۹۴۹)، از نخستین و متداول‌ترین روش‌ها در این خصوص است. با توجه به اینکه شرط مرزی سامرفلد تحت بسامدهای خاص تحریک نسبت به بسامد طبیعی مخزن عدم کارایی خود را نشان داده بود،^[۱۷] طی مطالعات Hanna & Humar-۱۹۸۲، Sharan-۱۹۸۵، Hall & Chopra-۱۹۸۳، Humar & Roufaei-۱۹۸۳، Maity & Bhattacharyya-۱۹۹۹ و Küçükarslan-۲۰۰۴، مدل‌هایی جهت افزایش دقت و در عین حال کاهش طول مخزن پیشنهاد شده است. یک روش حل مؤثر دیگر، استفاده از المان‌های نیمه بی‌نهایت^۹ در محل قطع محیط نیمه بی‌نهایت از قبیل مخزن و فونداسیون است.^[۱۸] به طور مشابه در مرزهای فونداسیون، براساس یک فرض ساده‌کننده، در صورتی که اثر انتشار امواج نادیده گرفته شود، گره‌های سطح مرزی در فضاگیردار در نظر گرفته می‌شوند.^[۱۶] این فرض برای شرط مرزی فونداسیون بدون جرم و صلب تا حدودی مناسب به نظر می‌رسد؛ در حالی که برای فونداسیون جرم‌دار و شکل‌پذیر، نیاز به اعمال شرط جاذب امواج همچون مرز دوردست مخزن خواهد بود. برای این منظور، در منابع متعددی از المان‌های ویسکوز یا میراگر^{۱۰} جهت مدل‌سازی صحیح انتشار امواج استفاده شده است.^[۱۹] این شرط مرزی در مدل‌سازی به روش عناصر محدود به صورت جاذب امواج یا عدم برگشت امواج توسط لایسمر و کولیمایر^{۱۱} (۱۹۶۹) بسط داده شده است. علاوه بر موارد مذکور، نکته‌ی حائز اهمیت دیگر این است که شرط مرزی اعمالی نباید ممانعتی از جابجائی‌های غیریکنواخت ناشی از لغزش در محل گسل‌ها و بزرگ‌درزه‌ها ایجاد کند. در این مطالعه، از المان‌های تماسی با امکان میرائی امواج در مرزهای برش‌خورده‌ی مخزن و فونداسیون سنگی استفاده شده است. روابط حاکم برای تعیین ضرایب میرائی مرزهای برش‌خورده‌ی محیط‌های مخزن و سنگ بستر عبارت‌اند از (رابطه‌ی ۱۵):^[۲۰]

$$C_n = A \rho V_P, \quad C_{s,t} = A \rho V_S \quad (15)$$

که در آن، A سطح المان، ρ چگالی مصالح محیط موردنظر، و همچنین V_P و V_S به ترتیب سرعت‌های اولیه و ثانویه موج انتشار یافته به صورت رابطه‌ی ۱۶ هستند:

$$V_P = \sqrt{\frac{E_f(1-v_f)}{\rho_f(1+v_f)(1-2v_f)}}, \quad V_S = \sqrt{\frac{G_f}{\rho_f}} \quad (16)$$

که در آن‌ها، v ضریب پواسون و زیرنویس f بیان‌گر پارامتر مربوط به مصالح فونداسیون است.

المان‌های اینو پارامتریک به‌کاررفته در مدل‌سازی شامل: المان آجری ۸ گره‌یی با مرتبه‌ی انتگرال‌گیری گوسی $2 \times 2 \times 2$ و المان تماسی ۸ گره‌یی با مرتبه‌ی

انتگرال‌گیری گوسی 2×2 هستند. در شکل ۱، الگوریتم مراحل تحلیل برنامه‌ی عددی ارائه شده است.

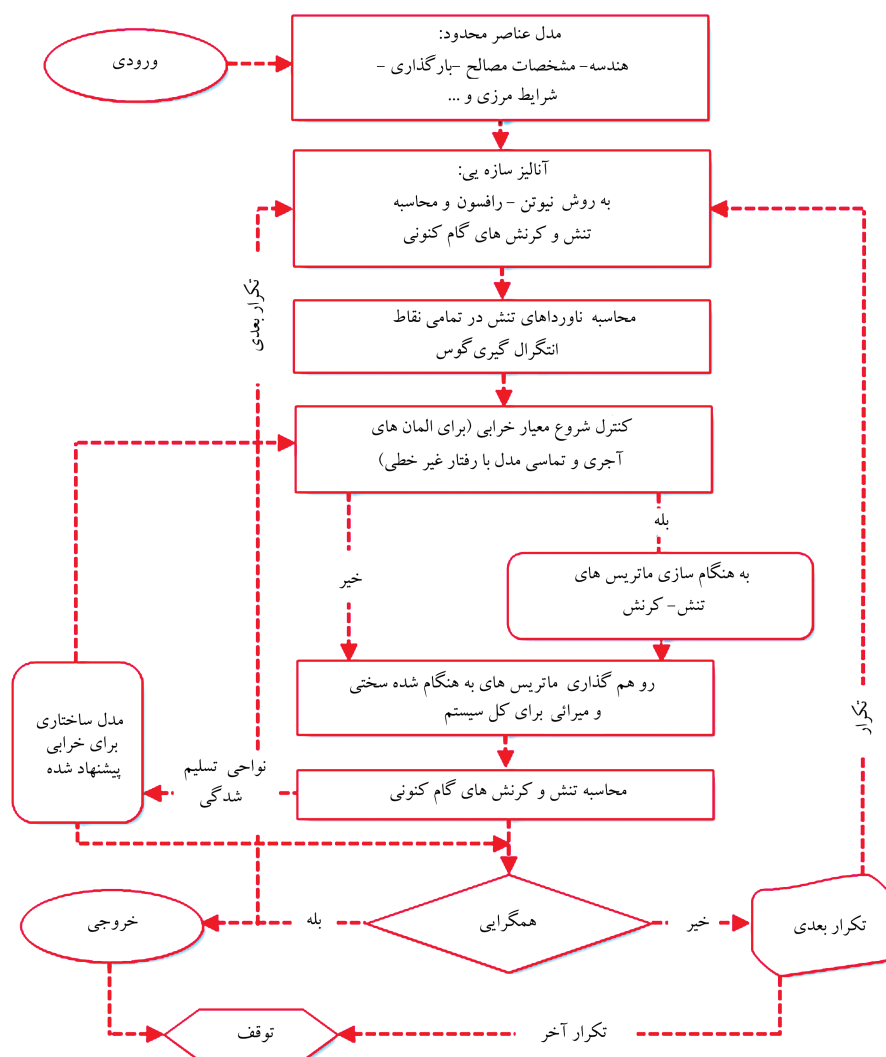
این تذکر لازم است که ارزیابی پاسخ لرزه‌یی سازه‌های بزرگی چون سدها، پیچیدگی بیشتری نسبت به سازه‌های با ابعاد کوچک‌تر دارند. عمده‌ترین عامل این پیچیدگی در تحلیل دینامیکی ناشی از غیرهم‌زمانی امواج انتشار یافته برای نقاط مختلف فونداسیون، وضعیت توپوگرافی و لایه‌بندی زمین و نیز زاویه‌ی انتشار امواج نسبت به محور سد، تقویت امواج لرزه‌یی در ترازهای فوقانی دره نسبت به کف و تأثیر شکل دره و اثر ناپیوستگی‌هاست. در این مطالعه، به دلیل مدل‌سازی گسسته‌ی مرز دوردست فونداسیون، امکان اعمال تحریک غیریکنواخت محدوده‌ی نزدیک سد ناشی از لغزش در ناپیوستگی‌ها و تحریک غیریکنواخت بلوک‌های سنگی مجزا با هندسه و جرم متفاوت فراهم شده است.

۳. هندسه، مشخصات مصالح و بارگذاری مدل انتخابی

مدل مورد بررسی برای ارزیابی صحت مدل‌سازی و مطالعه‌ی نقش عوامل مختلف در پاسخ لرزه‌یی شامل یک سد کوتاه وزنی به ارتفاع ۲۴ متر و عرض تاج ۳ متر و عرض کف ۶ متر است. در مدل‌سازی مخزن، یک لایه‌ی رسوبی به ارتفاع ۴ متر در نظر گرفته شده است. به منظور ارزیابی کلی و ساده، یک ناپیوستگی با شیب ۴۵° در زیر سد منظور شده است. در مجموع تعداد المان‌های عناصر محدود به‌کاررفته در سیستم سد - مخزن - فونداسیون مشتمل بر ۶۴۸۰ المان است، که از این تعداد ۴۱۱۰ المان آجری و مابقی المان تماسی هستند. در شکل ۲، هندسه‌ی سیستم شامل سد - مخزن - فونداسیون نشان داده شده است. مقاومت فشاری و کششی بتن در بارگذاری استاتیکی به ترتیب ۲۵ MPa و ۳/۷۵ MPa و ضریب پواسون ۰/۲ در نظر گرفته شده است.

همچنین مدول کشسان بدنه با استفاده از معیار مدول ارتجاعی وتری (E_c) در سطح تنش σ_c / f_c برابر ۲۳/۶ GPa منظور شده است. ضریب بزرگ‌نمایی دینامیکی برای مقاومت فشاری، کششی و مدول کشسانی به ترتیب ۱/۵، ۱/۳ و ۱/۲۵ و نیز نسبت میرایی ۰/۵ در نظر گرفته شده است. مشخصات مصالح سنگ بستر نیز به این صورت انتخاب شده است: مدول تغییرشکل سنگ ۱۱/۶ GPa، $E_f = ۱۱/۶$ ، ضریب پواسون ۰/۲، ظرفیت باربری فشاری معادل برای سنگ درزه‌دار ۱۲ MPa و مقاومت کششی به میزان ۱/۲٪ مقاومت فشاری. همچنین با توجه به تجربیات موجود مدول تغییرشکل توده‌ی سنگ در بارگذاری دینامیکی ۲۵٪ افزایش یافته است. برای آب و رسوب مخزن نیز مشخصات اعمالی عبارت‌اند از: مدول بالک آب و رسوب به ترتیب $k_w = ۲/۱$ GPa و $k_s = ۲/۸$ GPa و ضریب پواسون ۰/۴۹۵ با فرض تراکم‌پذیری کم آب و رسوب.

بارهای وارده در مرحله‌ی استاتیکی شامل این موارد هستند: ۱. اعمال جرم بخش تکیه‌گاه‌های سنگی جهت ایجاد تنش‌های برجا^{۱۲} موجود در لایه‌های زمین، ۲. بار ناشی از وزن بدنه‌ی سد، ۳. بارهای ناشی از مخزن شامل فشار هیدرواستاتیک آب و رسوب. چگالی مصالح بتن بدنه و سنگ فونداسیون به ترتیب $\rho_d = ۲۴۵۰$ Kg/m^۳ و $\rho_f = ۲۵۰۰$ Kg/m^۳ در نظر گرفته شده است. همچنین چگالی آب و رسوب مخزن به ترتیب $\rho_w = ۱۰۰۰$ Kg/m^۳ و $\rho_s = ۱۳۶۰$ Kg/m^۳ انتخاب شده است. در جدول ۱، مشخصات سختی المان‌های تماسی در کل مدل انتخابی ارائه شده است. متعاقباً برای تحلیل دینامیکی از بارگذاری ناشی از مؤلفه‌ی افقی زلزله‌ی تفت^{۱۳} با $PGA = ۰/۱۷۸$ g بعد از بزرگ‌نمایی به میزان ۰/۵۶ g و در گام‌های



شکل ۱. فلوچارت برنامه‌ی عددی به روش عناصر محدود.

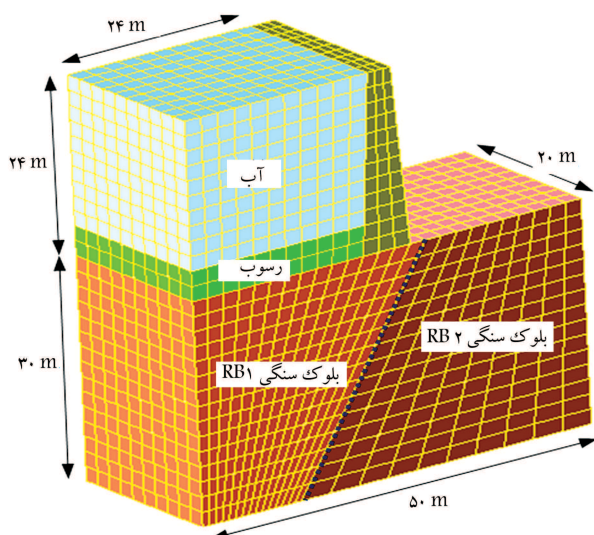
جدول ۱. مشخصات سختی المان‌های تماسی مدل.

موقعیت سطح تماس	سختی المان‌های تماسی (μPa)	
	امتداد مماسی	امتداد نرمال
ناپیوستگی‌های توده سنگ تکیه‌گاه‌ها	1.5×10^9	3×10^9
سطوح مشترک جامد - سیال	1×10^1	3×10^8
سطوح معادل دوردست فونداسیون	1×10^1	6×10^9
سطوح معادل دوردست مخزن	1×10^1	3×10^8

زمانی $s \ 0.1$ استفاده شده است. لازم به توضیح است که موارد دیگری برای صحت‌سنجی جنبه‌های مختلف برنامه‌ی عددی توسط مؤلفان صورت پذیرفته است، که برای یک نمونه، مطالعه‌ی نوشتار فردوسی و همکاران (۱۳۹۱)^[۲۱] توصیه می‌شود.

۴. بررسی نتایج تحلیلی مدل انتخابی

برای کنترل برنامه‌ی عددی و بررسی تأثیر عوامل مختلف در پاسخ لرزه‌ی سدها، این حالات برای مدل‌سازی سیستم سدها - مخزن - فونداسیون مورد توجه و مقایسه قرار



شکل ۲. نمایی از شبکه‌ی المان محدود مدل.

می گیرند:

S I. فاقد ناپوستگی و شرط مرزی جاذب و متحرک فونداسیون؛

S II. شامل ناپوستگی و شرط مرزی جاذب و متحرک فونداسیون (مدل واقعی)؛

S III. حالت S II با اعمال ضریب ۲ در سختی المان های تماسی بخش ناپوستگی ها و مرزهای دوردست فونداسیون سنگی؛

S IV. حالت S II با اعمال شرط مرزی دوردست ثابت در جهت نرمال بر سطح (سختی نرمال بی نهایت در المان های مرزی)؛

S V. حالت S II با صرف نظر از اثر سیال مخزن؛

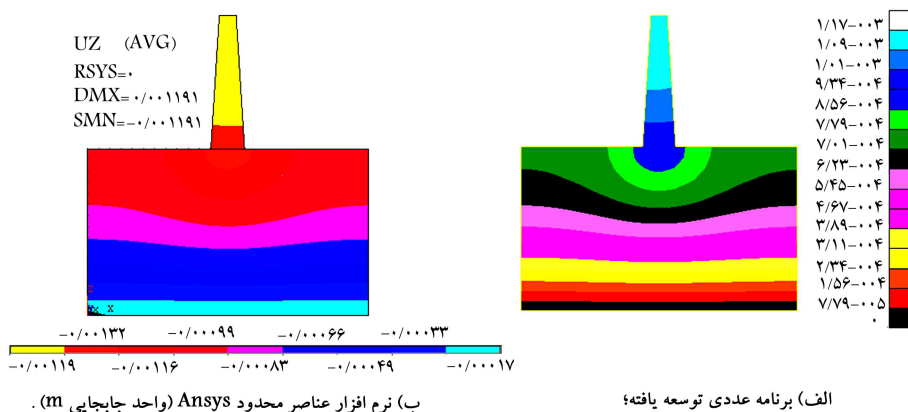
S VI. حالت S II با رفتار خطی مصالح المان های آجری بدنه و فونداسیون و نیز المان های تماسی ناپوستگی فونداسیون؛

S VII. حالت S II با ۱۰٪ کاهش مشخصات مصالح المان های آجری فونداسیون بخش RB۲ در شکل ۲ (حالت فونداسیون غیر همگن).

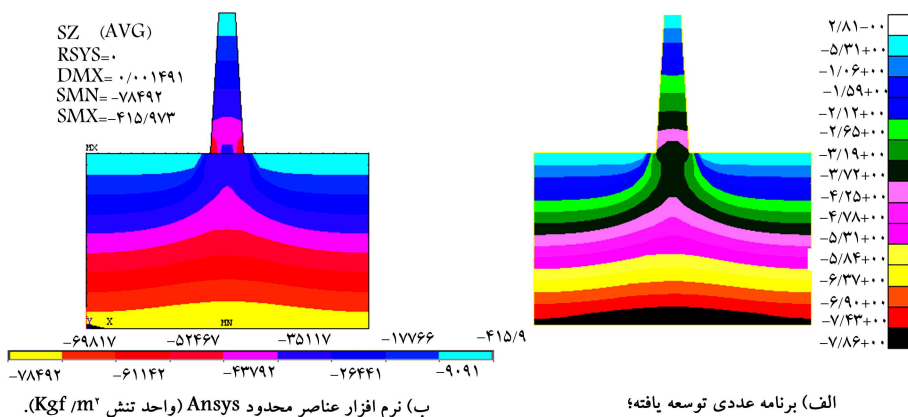
برای ارزیابی صحت و دقت نتایج برنامه ی عددی توسعه یافته، شکل های ۳ و ۴ مورد توجه قرار گرفته اند. در شکل های مذکور، نتایج تحلیل حاصل از برنامه ی عددی برای بارگذاری ثقلی المان های آجری سد و فونداسیون به صورت ترکیب حالات S I و S V با نرم افزار عناصر محدود Ansys مقایسه شده است.

شکل ۵، نشان دهنده ی مقایسه ی کانتور تنش های امتداد گرانشی بین حالات مختلف تحت اثر اعمال بارگذاری ناشی از وزن کل سیستم سد - مخزن - فونداسیون است. در شکل مذکور به وضوح تأثیر عواملی چون مدل سازی ناپوستگی فونداسیون و شرط مرزی جاذب و متحرک و نیز فشار هیدرواستاتیکی ناشی از سیال مخزن در توزیع تنش های قائم مشاهده می شود.

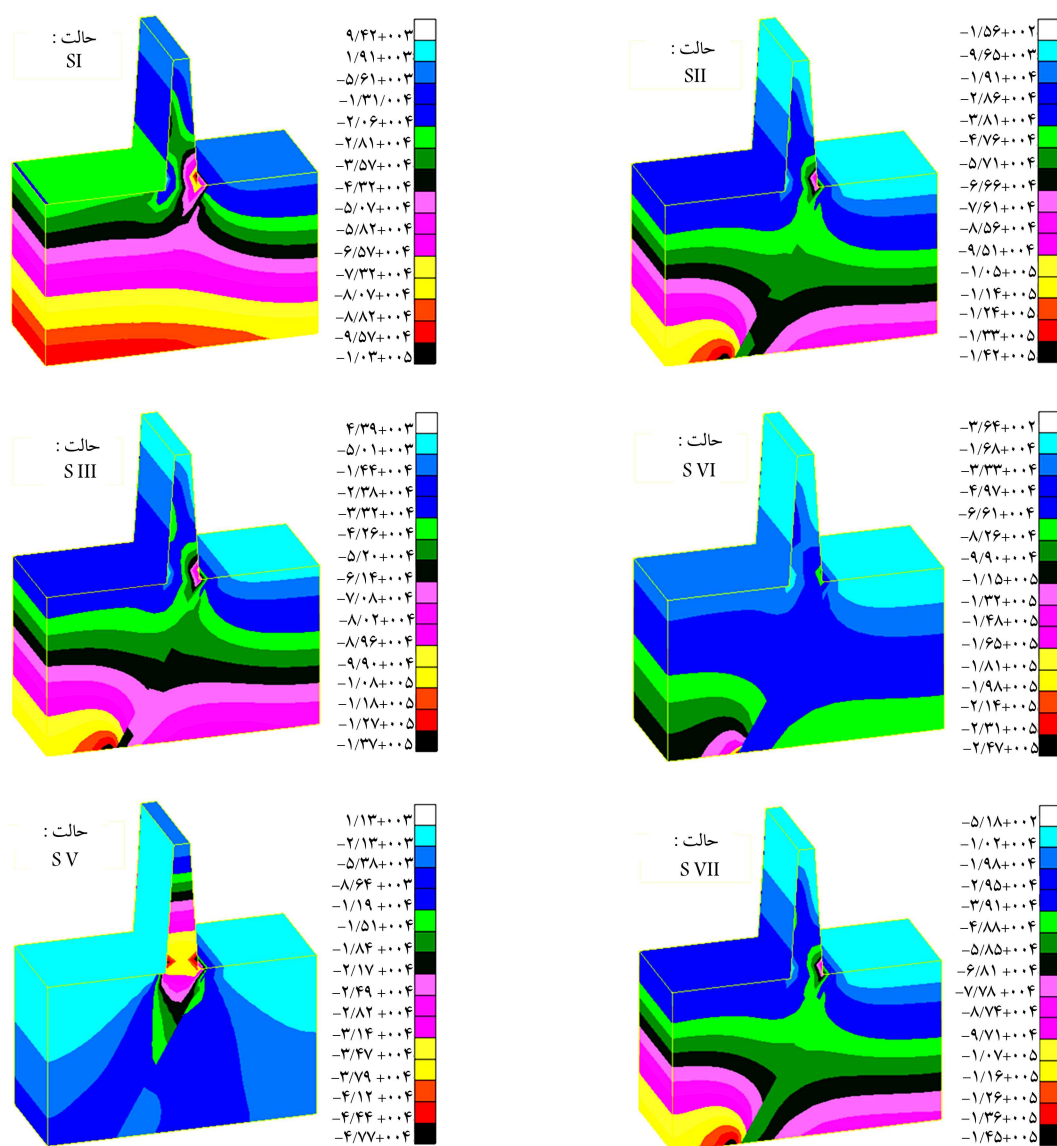
همچنین در شکل های ۶ الی ۱۱، تاریخچه ی جابجائی گرهی تاج سد برای ۲۴ ثانیه ی نخست رکورد زلزله ی اعمالی به صورت مقایسه یی برای حالات مختلف ارائه شده است. به طوری که از مقایسه ی شکل های ۶ و ۷ مشاهده می شود، نقش مدل سازی ناپوستگی ها بر پاسخ لرزه یی نمونه ی سد پتئی حائز اهمیت است و عدم مدل سازی این عامل می تواند منجر به نتایج نادرست یا غیر اقتصادی در طراحی این سازه ها شود. مقایسه ی ارائه شده در شکل ۸، در برگزیده ی نقش مدل سازی شرط مرزی جاذب و متحرک بر پاسخ لرزه یی سد نمونه است. همچنین در مقایسه ی ارائه شده در شکل ۹، تأثیر قابل توجه اندرکنش سد - مخزن در پاسخ سد مشهود است. همچنین با توجه به شکل ۱۰ مشاهده می شود که تأثیر پاسخ تاج سد در حالت رفتار غیرخطی مصالح شامل المان های آجری بدنه ی سد و فونداسیون و نیز المان های تماسی بخش ناپوستگی فونداسیون از ثانیه ی ۶م تحریک نسبت به پاسخ خطی مصالح متمایز می شود و عمدتاً بیشینه و کمینه ی مقادیر جابجائی های حالت غیرخطی کمتر از حالت خطی مصالح است. این عامل می تواند به دلیل میرایی بیشتر سیستم در حالت اعمال رفتار غیرخطی مصالح باشد.



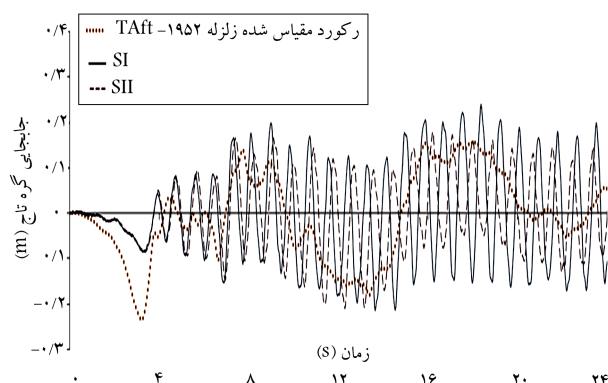
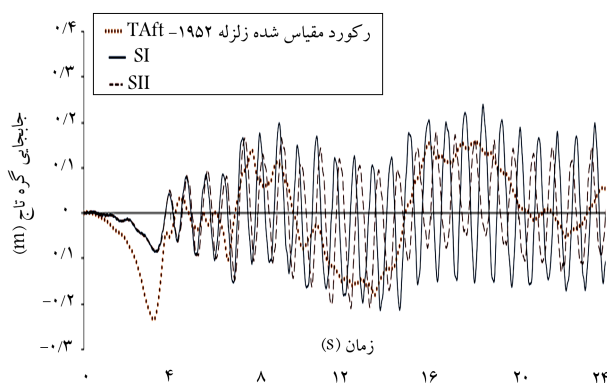
شکل ۳. مقایسه ی کانتور جابجائی امتداد محور z نتایج تحلیلی ناشی از نیروی وزن المان های آجری سد و فونداسیون.



شکل ۴. مقایسه ی کانتور تنش های امتداد محور z نتایج تحلیلی ناشی از نیروی وزن المان های آجری سد و فونداسیون.

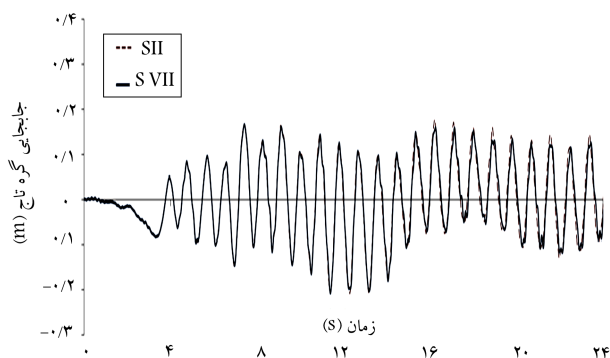


شکل ۵. مقایسه‌ی کانتور تنش‌های Sz برای حالات مختلف تحت اثر بارگذاری استاتیکی ناشی از نیروی گرانشی محیط‌ها (واحد تنش KgF/m^2).



شکل ۷. مقایسه‌ی تاریخچه‌ی جابجائی افقی تاج سد مدل شده تحت مؤلفه‌ی افقی زلزله‌ی مقیاس‌شده‌ی ۱۹۵۲- تفت برای حالات S II (مدل واقعی) و S III (مدل واقعی) با اعمال ضریب ۲ در مشخصات سختی المان‌های بخش ناپیوستگی و شرط مرزی دوردست فونداسیون).

شکل ۶. مقایسه‌ی تاریخچه‌ی جابجائی افقی تاج سد مدل شده تحت مؤلفه‌ی افقی زلزله‌ی مقیاس‌شده‌ی ۱۹۵۲- Taft برای حالات S I (عدم مدل‌سازی ناپیوستگی و شرط مرزی جاذب و متحرک) و S II (مدل واقعی به‌صورت مدل‌سازی ناپیوستگی و شرط مرزی جاذب و متحرک).



شکل ۱۱. مقایسه‌ی تاریخچه‌ی جابجائی افقی تاج سد مدل‌شده تحت مؤلفه‌ی افقی زلزله‌ی مقیاس‌شده‌ی ۱۹۵۲- تفت برای حالات S II (مدل واقعی) و S VII (مدل واقعی) با ۱۰٪ کاهش مشخصات مصالح المان‌های آجری فونداسیون بخش RB۲).

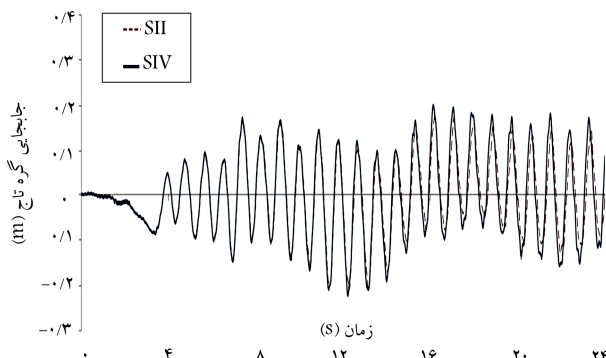
بعد از کنترل صحت نتایج تحلیلی حاصل از برنامه‌ی عددی تهیه‌شده و ارزیابی نقش عوامل مختلف، رفتار یک نمونه‌ی سد واقعی را با اعمال عوامل مؤثر مورد بررسی قرار داده شده است. برای این منظور سد دو قوسی کارون ۴ به عنوان بزرگ‌ترین سد موجود کشور انتخاب شده است.

۵. کنترل عملکرد لرزه‌یی یک سد بتنی موجود

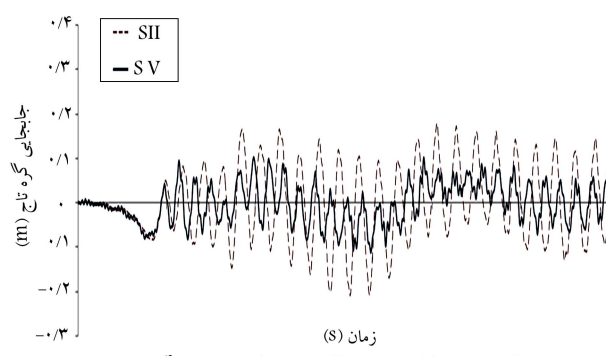
به منظور ارزیابی میزان اثرگذاری و اهمیت عوامل مختلف در پاسخ لرزه‌یی سدهای قوسی، نتایج تحلیلی بزرگ‌ترین سد حال حاضر کشور یعنی سد کارون ۴ مورد توجه قرار می‌گیرد. این سد و نیروگاه آن بر روی رودخانه‌ی کارون در استان چهارمحال بختیاری در فاصله‌ی حدود ۱۸۰ کیلومتری جنوب غرب شهرکرد، بالادست تلاقی دو رودخانه‌ی کارون و منج واقع شده است. بر مبنای نتایج حاصل از گمانه‌های اکتشافی وجه غالب سنگ (۸۴٪) دارای کیفیت متوسط تا خوب و شاخص کیفی آن از ۶۶ تا ۸۴ درصد متغیر است. طی نتایج مطالعات انجام‌یافته^[۲۲] غالب توده‌ی سنگ تشکیل‌دهنده‌ی پی سد با مدول تغییرشکل $E_f = ۱۱/۶ \text{ GPa}$ و مقاومت فشاری ۱۲ MPa در نظر گرفته شده است. همچنین با توجه به تجربیات موجود، مدول تغییرشکل توده‌ی سنگ در بارگذاری دینامیکی ۲۵٪ افزایش یافته است. مدول کشسان بدنه با استفاده از معیار مدول ارتجاعی وتری در سطح تنش $۰/۴ f_c$ برابر $E_c = ۲۳/۶ \text{ GPa}$ انتخاب شده است. مقاومت فشاری و کشش بتن در بارگذاری استاتیکی به ترتیب ۲۵ MPa و $۳/۷۵ \text{ MPa}$ و ضریب پواسون $۰/۲$ در نظر گرفته شده است.

طی بررسی‌های انجام‌یافته در سایت تعداد ناپیوستگی‌های موجود در منطقه زیاد بوده است (در تکیه‌گاه‌های چپ و راست به ترتیب شامل ۳۰ و ۳۴ دسته درزه، گسل و بزرگ‌درزه)^[۲۲] که براساس هندسه‌ی ناپیوستگی‌ها و نتایج تحلیل‌ها موارد بحرانی MJ۲۸NEW، MJ۶۷، F۴-a، F۶-a در مدل‌سازی اعمال شده‌اند. مشخصات این ناپیوستگی‌ها در جدول ۲ ارائه شده است. در شکل ۱۲، نمایی از سد و موقعیت ناپیوستگی‌ها نشان داده شده است. تلاقی این ناپیوستگی‌ها باعث ایجاد ۶ بلوک در محدوده‌ی مدل‌سازی تکیه‌گاه‌ها و فونداسیون شده است، که تأثیر آنها در رفتار کلی سیستم ارزیابی شده است.

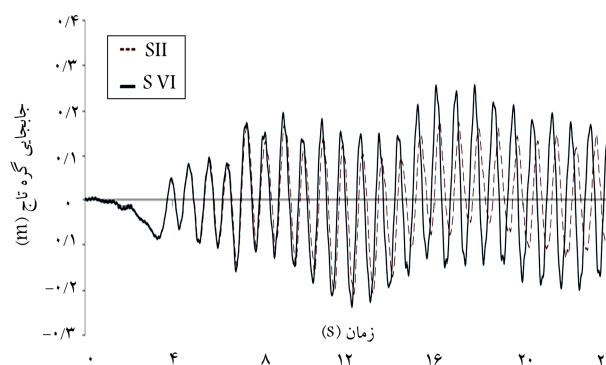
در مدل‌سازی و مش‌بندی المان‌ها سعی شده است از تولید المان‌های بد فرم و گوه‌بی‌شکل احتراز شود. مدل بدنه‌ی سد مشتمل بر ۲۰ مونولیت، دو دریچه‌ی میانی، سرریز تاج و شوت است. همچنین به جهت انجام عملیات تریز و تقویت



شکل ۸. مقایسه‌ی تاریخچه‌ی جابجائی افقی تاج سد مدل‌شده تحت مؤلفه‌ی افقی زلزله‌ی مقیاس‌شده‌ی ۱۹۵۲- تفت برای حالات S II (مدل واقعی) و S IV (مدل واقعی) با اعمال سختی نرمال بی‌نهایت در المان‌های مرزی).



شکل ۹. مقایسه‌ی تاریخچه‌ی جابجائی افقی تاج سد مدل‌شده تحت مؤلفه‌ی افقی زلزله‌ی مقیاس‌شده‌ی ۱۹۵۲- تفت برای حالات S II (مدل واقعی) و S V (مدل واقعی) با صرف‌نظر از اثر سیال مخزن).

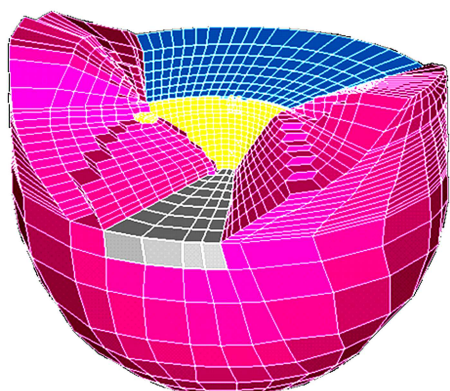


شکل ۱۰. مقایسه‌ی تاریخچه‌ی جابجائی افقی تاج سد مدل‌شده تحت مؤلفه‌ی افقی زلزله‌ی مقیاس‌شده‌ی ۱۹۵۲- تفت برای حالات S II (مدل واقعی) و S VI (مدل واقعی) با رفتار خطی مصالح المان‌های آجری بدنه و فونداسیون و نیز المان‌های تماسی ناپیوستگی فونداسیون).

با توجه به مقایسه‌ی ارائه‌شده در شکل ۱۱ نیز هر چند اختلاف بین پاسخ تاج سد در حالات مدل‌سازی فونداسیون به‌صورت‌های همگن و غیرهمگن ناچیز است، ولی نقش ناهمگنی مصالح بستر در حالات مختلف می‌تواند تعیین‌کننده باشد، به طوری که در نظرگیری نقش این عامل در طراحی دقیق‌تر سازه‌ی سدهای بتنی توصیه می‌شود.

جدول ۲. مشخصات هندسی ناپیوستگی‌ها.

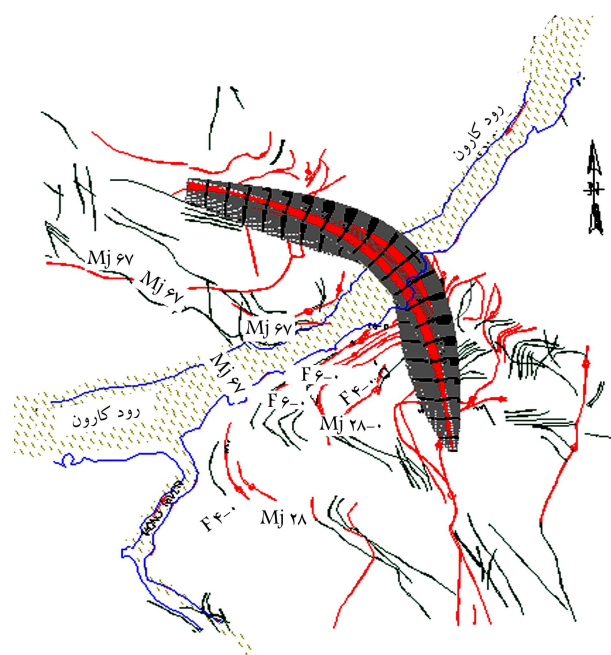
مشخصات ویژه	ناپیوستگی‌ها			
	F۴-a	F۶-a	MJ۲۸New	MJ۶۷-c
Dip Direction	۵۲°	۰۰۱°	۳۴۹°	U/S: ۱۵° D/S: ۰۳° ~ ۰۷°
Dip	۳°	۴۱°	۳۵°	U/S: ۰۳۵° D/S: ۰۳۰°
وضعیت تراش	✓	✓	✓	--
خصوصیات زمین ساختی	سنگ شکسته به ضخامت ۱۰-۱۵cm, ۲m جابجایی مسطح و نرم	ناحیه شکسته، پر شده از خاک رسی به ضخامت ۱۰-۳۰cm, ۲-۸m مسطح، زیر و نرم	سنگ شکسته، پرکننده، ۲cm مسطح و زیر	--
تکیه‌گاه	چپ	چپ	چپ	راست
RB۱	✓	—	✓	✓
صفحات ایجاد	✓	—	--	✓
کننده بلوک‌های	✓	✓	--	✓
سنگی	✓	✓	--	✓
RB۵	✓	—	✓	✓
RB۶	✓	—	✓	✓



شکل ۱۳. مدل تحلیلی و مش بندی سیستم سد - مخزن - تکیه‌گاه سنگی.

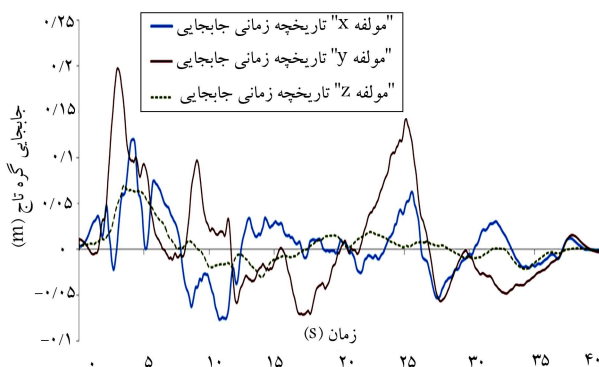
یعنی نقطه‌ی میانی بخش تحتانی سد بزرگ‌تر می‌شوند. در کلیه‌ی مرزهای تماس شامل درزهای انقباضی بدنه‌ی سد، سطوح تماس سد - مخزن، سد - تکیه‌گاه‌ها، دره‌ی سنگی - آب و رسوبات مخزن و ناپیوستگی‌های توده‌ی سنگی از المان‌های تماسی استفاده شده است. همچنین در تمامی مرزهای سیال از سختی برشی المان تماسی صرف نظر شده است. در مجموع تعداد المان‌های عناصر محدود به کار رفته در سیستم سد - مخزن - فونداسیون مشتمل بر ۸۱۷۱ المان است، که از این تعداد ۶۳۹۲ المان آجری و مابقی المان تماسی هستند. در شکل‌های ۱۳ و ۱۴، مدل تحلیلی سیستم کوپل نشان داده شده است.

نتایج تحلیلی مربوط به بارگذاری استاتیکی و همچنین بارگذاری دینامیکی تحت زلزله‌ی ال سنتر ۱۴ در ۱۹۴۰ در ۳ امتداد متعامد بعد از بزرگ‌نمایی به میزان سطح زلزله بیشینه‌ی محتمل سایت یعنی $PGA_{hor} = 0.49g$ و $PGA_{ver} = 0.26g$ مورد توجه قرار گرفته‌اند. برای این منظور رکورد زلزله‌ی اعمالی در مرزهای برش خورده‌ی

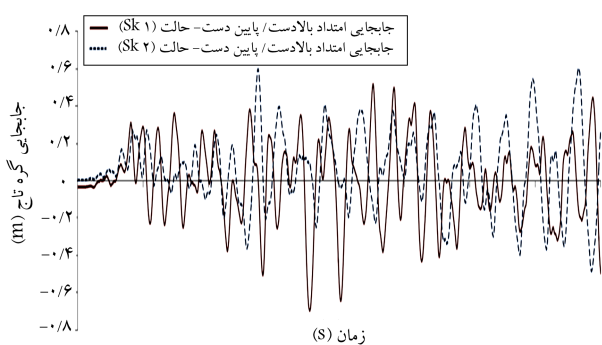


شکل ۱۲. پلان جانمایی سد کارون ۴ و موقعیت ناپیوستگی‌های مدل شده.

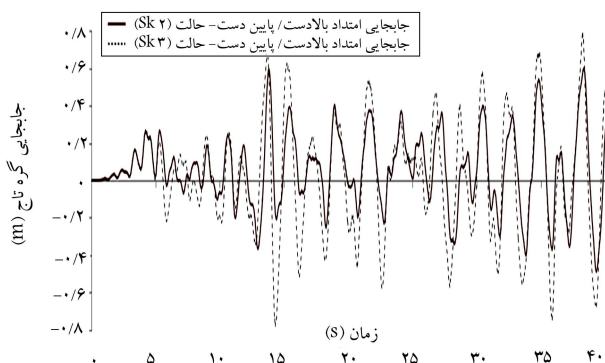
ناحیه‌ی سنگی محدوده‌ی نزدیک سد، بخشی به عنوان تکیه‌گاه سد با رفتار مصالح متفاوت انتخاب و مدل سازی شده است (با اعمال ضریب ۱/۵ در مشخصات مقاومت و ضریب کشسانی مصالح سنگی). بخش فونداسیون سنگی به فرم نیم‌کره در قسمت تحتانی و استوانه در نیمه‌ی فوقانی و به شعاع ۲/۵ برابر ارتفاع سد یعنی ۵۷۵ متر انتخاب شده است. احجام المان‌های بخش سنگی با دور شدن از مرکز



شکل ۱۵. تاریخچه‌ی زمانی جابجایی ۳ امتداد زلزله‌ی ۱۹۴۰-Imperial Valley، El Centro، به صورت مقیاس شده برای MCL ساختگاه سد کارون ۴.

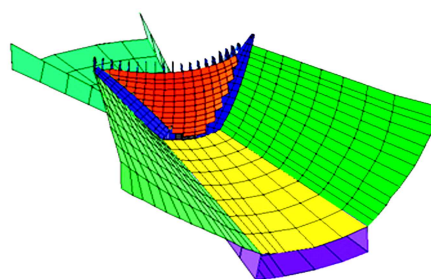


شکل ۱۶. مقایسه‌ی تاریخچه‌ی زمانی جابجایی افقی تاج سد کارون ۴ تحت ۳ مؤلفه‌ی زلزله‌ی مقیاس شده‌ی ۱۹۴۰-El Centro برای حالات: Sk1 عدم مدل سازی ناپیوستگی و شرط مرزی جاذب و متحرک، و Sk2 مدل واقعی به صورت مدل سازی ناپیوستگی و شرط مرزی جاذب و متحرک.

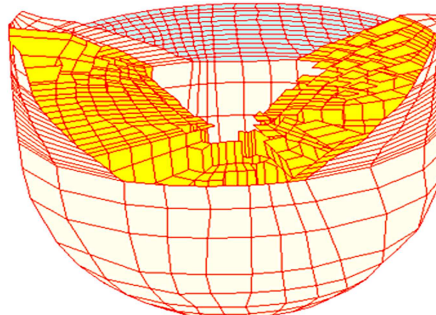


شکل ۱۷. مقایسه‌ی تاریخچه‌ی جابجایی زمانی افقی تاج سد کارون ۴ تحت ۳ مؤلفه‌ی زلزله‌ی مقیاس شده‌ی ۱۹۴۰-El Centro برای حالات: Sk2 مدل واقعی، و Sk3 مدل واقعی با رفتار خطی مصالح تمامی المان‌های آجری و تماسی.

می‌توان در هر مرحله برای بخش‌هایی که تزریق درزه‌ها صورت می‌گیرد، تکرار کرد. در تحلیل‌های غیرخطی این مطالعه، با در نظرگیری المان‌های تماسی در محل درزه‌های انقباضی بدنه، اعمال یک‌بارگی بار وزن بدنه به دلیل وجود امکان لغزش در این المان‌ها میسر خواهد بود. باید به این نکته نیز توجه داشت که تعیین تغییر مکان‌های حاصل از تحلیل بار وزن بدنه به دلیل لزوم مدل کردن دقیق مراحل بتن ریزی و تزریق درزه‌ها و قالب‌بندی در هر مرحله و نیز اعمال اثرات خزش و افت بتن عملاً کاری



الف) مرزهای مشترک محیط‌ها؛



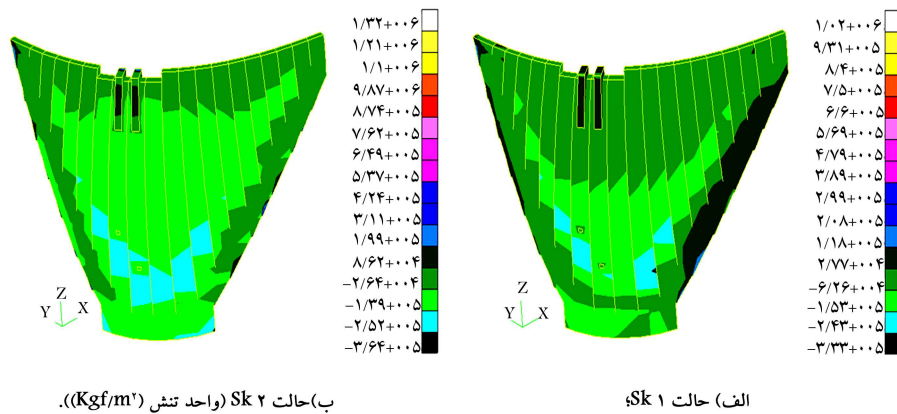
ب) ناپیوستگی فونداسیون و مرزهای دوردست.

شکل ۱۴. مدل تحلیلی کل المان‌های تماسی سیستم.

بستر سنگی به نحوی مقیاس شده است که بیشینه‌ی مقادیر شتاب‌های ۳ امتداد در تراز میانه‌ی ارتفاع سد برای محل تماس دره به میزان MCL ساختگاه برسد. شکل ۱۵، نشان‌دهنده‌ی تاریخچه‌ی جابجایی مقیاس شده به عنوان ورودی تحلیل سه بعدی سیستم است.

بارگذاری و تحلیل سیستم با توالی واقعی یعنی نخست جرم توده‌ی سنگ و سپس بدنه و مخزن و متعاقباً تحریک ۳ امتداد زلزله با بازه‌ی زمانی ۰/۱ s صورت می‌گیرد. این فرایند بارگذاری باید به نحوی صورت پذیرد که در اثر نشست ناشی از اعمال جرم توده‌ی سنگ تکیه‌گاهی، تنش‌ی در بدنه‌ی سد ایجاد نشود. برای حذف این تنش‌های غیرواقعی از نتایج، در برنامه‌ی عددی امکان تغییر در مقادیر مشخصات مکانیکی مصالح سنگی و بتنی در طول گام‌های تحلیل فراهم شده است، و از این رو به صورت مؤثری تنش‌های برجای توده‌ی سنگ تکیه‌گاهی لحاظ می‌شود. روش کار بدین صورت است که در مرحله‌ی بارگذاری بخش توده‌ی سنگ، با کاهش قابل توجه مدول کشسانی و ضریب پواسون مصالح بتنی بدنه‌ی سد و بخشی از المان‌های تکیه‌گاه‌های مجاور بدنه (به فاصله‌ی 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 بدنه‌ی سد و مخزن ادامه پیدا کرده است. این تذکر لازم است که روند بارگذاری اشاره شده از جنبه‌ی انتخاب المان‌های بخش تکیه‌گاه‌ها و میزان تغییرات مشخصات مکانیکی مصالح حساس و پیچیده بوده است و دقت زیادی جهت نیل به جواب قابل قبول می‌طلبد.

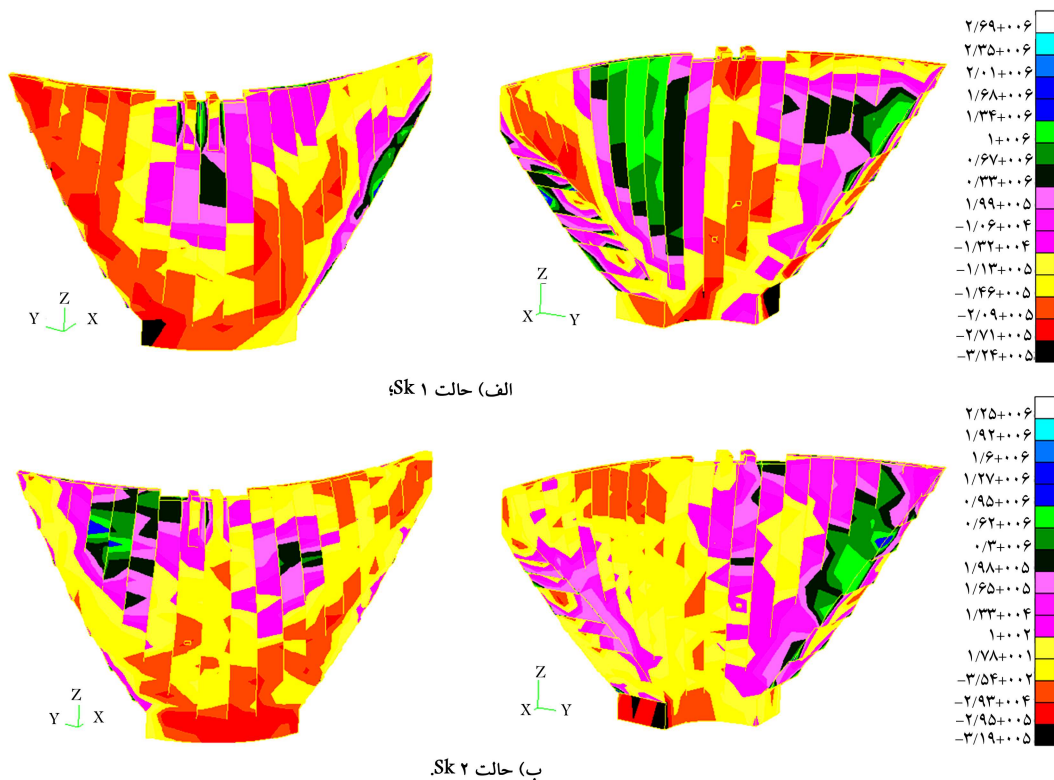
این تذکر لازم است که اعمال یک‌بارگی بار وزن بدنه‌ی سد به مدل تحلیلی، سبب آویزان شدن ۱۵ بدنه‌ی سد از تکیه‌گاه‌ها و نتیجتاً ایجاد تنش‌های کششی بسیار بالا خصوصاً در قسمت‌های فوقانی می‌شود. این تنش‌ها در حقیقت، به دلیل بتن ریزی تدریجی و وجود درزه‌های انقباضی در بدنه‌ی سد غیرواقعی هستند. لذا در روش‌های متعارف بار وزن به بلوک‌های زوج و فرد و در دو مرحله اعمال می‌شود و این کار را



ب) حالت ۲ Sk (واحد تنش (Kgf/m^2)).

الف) حالت ۱ Sk

شکل ۱۸. کانتور تنش‌های اصلی بیشینه تحت بارگذاری ثقلی سد - مخزن - تکیه‌گاه.



الف) حالت ۱ Sk

ب) حالت ۲ Sk

شکل ۱۹. کانتور تنش‌های اصلی بیشینه ی ثانیه ی ۴^{ام} تحریک سد کارون ۴، نماهای پائین دست (راست) و بالادست (چپ) (واحد تنش (Kgf/m^2)).

تکیه‌گاه‌ها؛ Sk۲ با مدل‌سازی گسل‌ها و شرط مرزی دوردست متحرک (مدل واقعی)؛ و Sk۳ با Sk۲ رفتار خطی مصالح المان‌های بتن بدنه، سنگ تکیه‌گاهی و المان‌های تماسی بخش ناپیوستگی‌های بستر و درزهای انقباضی بدنه صورت گرفته است.

مطابق شکل ۱۶، تغییرمکان بیشینه ی تاج سد در امتداد US/DS برای حالت حذف امکان لغزش، نفوذ و جدایش در گسل‌ها با شرط مرزی ثابت (حالت Sk۱) از مقدار ۶۶/۶ cm - در لحظه ی ۱۷/۶ ثانیه تحریک به ۵۶/۵ cm در لحظه ی ۱۳/۵ ثانیه برای حالت مدل‌سازی ناپیوستگی‌ها و شرط مرزی دوردست جاذب و متحرک بستر تغییر یافته است. این اختلاف بیان‌گر نقش بسیار زیاد مدل‌سازی دقیق بخش بستر سنگی در رفتار اندرکنشی سیستم سد - مخزن - تکیه‌گاه است.

بسیار دشوار است. شایان ذکر است که هدف اصلی در تحلیل غیرخطی سیستم اندرکنشی سد - فونداسیون سنگی، تعیین صحیح تنش‌ها در هر دو ناحیه ی بدنه ی سد و تکیه‌گاه‌ها به صورت توأم است. به طوری که این امر نقش عمده یی در برآورد دامنه ی شکست مصالح سنگی و لغزش در گسل‌ها دارد، که متعاقباً توزیع تنش در بدنه ی سد را دستخوش تغییر خواهد کرد.

در شکل‌های ۱۶ و ۱۷، که به منظور بررسی تأثیر مدل‌سازی ناپیوستگی‌های بخش تکیه‌گاه سنگی و شرط مرزی دوردست جاذب و متحرک بستر سنگی و نیز تأثیر اعمال رفتار غیرخطی مصالح مورد توجه قرار گرفته‌اند، مقایسه یی از تارخچه ی زمانی جابجائی افقی امتداد بالادست - پائین دست (US/DS) برای گره ی میانی تاج سد در حالت Sk۱. عدم مدل‌سازی گسل‌ها با شرط مرزی ثابت دوردست

لازم به توضیح است که مقادیر سختی‌های المان‌های تماسی اعمالی به مدل مطابق مقادیر مندرج در جدول ۱ انتخاب شده است. در شکل ۱۷ نیز مقایسه‌ی از حالات Sk_2 و Sk_3 برای در نظرگیری نقش رفتار غیرخطی مصالح المان‌های آجری و تماسی بخش‌های مختلف مدل ارائه شده است. به‌طوری که پیش‌تر نیز اشاره شد، به دلیل کاهش سختی و نتیجتاً میرایی بیشتر سیستم در حالت اعمال رفتار غیرخطی مصالح، عمدتاً دامنه‌ی جابجایی‌ها برای حالت رفتار خطی مصالح بیشتر از حالت غیرخطی حاصل می‌شود. در شکل‌های ۱۸ و ۱۹ نیز مقایسه‌ی از کانتور تنش‌های اصلی بیشینه در گام بارگذاری ثقلی سیستم سد - مخزن و فونداسیون (بارگذاری استاتیکی) و نیز تحریک لرزه‌ی در ثانیه‌ی ۲۰ام برای حالات Sk_1 و Sk_2 نشان داده شده است. مطابق شکل ۱۸، با مدل‌سازی ناپیوستگی‌ها و شرط جاذب و متحرک دوردست (حالت Sk_2)، بیشینه‌ی تنش اصلی بیشینه به میزان ۳۰٪ در بدنه‌ی سد نسبت به حالت Sk_1 افزایش یافته است.

واضح است که تأثیر غیرهمگنی مصالح بستر به همراه ناپیوستگی‌ها در تحلیل دینامیکی سیستم سد - مخزن - فونداسیون سنگی حائز اهمیت است و به‌عنوان توصیه جهت طراحی دقیق مسئله مورد تأکید قرار می‌گیرد. این تذکر لازم است که وجود نقاطی با تغییرات زیاد تنش در محل اتکاء بدنه به تکیه‌گاه‌ها، به علت مدل‌سازی گسسته‌ی ناشی از ناپیوستگی‌ها، در مقایسه با فونداسیون پیوسته (عدم مدل‌سازی ناپیوستگی‌ها) می‌تواند به‌عنوان عاملی مهم و تعیین‌کننده در پایداری سازه‌ی سد مطرح باشد و باید در طراحی مد نظر قرار گیرد.

مخزن - تکیه‌گاه با اعمال رفتار غیرخطی مصالح بتنی و سنگی و نیز در نظر گرفتن تأثیر لغزش و جدایش در ناپیوستگی‌های توده‌ی سنگ تکیه‌گاهی با شرایط مرزی مناسب بوده است. بر این اساس یک نرم‌افزار کارا جهت تحلیل سیستم سد - مخزن - فونداسیون توسعه و تدوین یافته است. جهت ارزیابی دقت و صحت مدل‌سازی عددی و نیز بررسی تأثیر عواملی چون ناپیوستگی‌ها و شرط مرزی دوردست بستر سنگی در پاسخ لرزه‌ی سد، یک مدل ساده‌ی سیستم سد - مخزن - تکیه‌گاه انتخاب و سپس ارزیابی نتایج تحلیلی برای یک سد بتنی موجود، یعنی سد قوسی کارون ۴، مورد توجه واقع شده است. واضح است که انجام صحیح تحلیل استاتیکی حتی در حالت باقی‌ماندن مصالح در محدوده‌ی رفتار خطی حائز اهمیت است. در این خصوص تعیین تنش‌های برجای توده‌ی سنگ به صورتی که در اثر اعمال وزن بخش سنگی و نشست ناشی از آن تنش‌ی در بدنه‌ی سد ایجاد نشود، از دغدغه‌های اصلی این مطالعه بوده است، که با قابلیت برنامه به‌صورت تغییر در مشخصات مصالح در گام‌های تحلیلی مرتفع شده است. نتایج تحلیلی مطالعه‌ی موردی سد کارون ۴ حاکی از لزوم انجام تحلیل سیستم اندرکنشی سد - مخزن - فونداسیون سنگی با در نظرگیری ناپیوستگی‌های بخش سنگی و شرط مرزی مناسب در مدل‌سازی است. به‌طوری که اعمال این موارد تأثیر قابل توجهی در توزیع تنش‌های بدنه‌ی سد دارد و ارزیابی دقیق‌تری از رفتار واقعی سد به‌دست می‌دهد. از این رو هر چند در طراحی سدهای بتنی، حاشیه‌ی اطمینان زیادی لحاظ می‌شود، ولی تضمینی بر عدم آسیب‌پذیری این سازه‌ها به دلیل ماهیت پیچیده‌ی اندرکنش بدنه‌ی سد - فونداسیون وجود ندارد؛ و لذا مدل‌سازی دقیق این اندرکنش با اعمال اثرات ناهمگنی، ناپیوستگی‌ها و شرط مرزی مناسب بستر سنگی توصیه می‌شود.

تقدیر و تشکر

جا دارد از گروه فنی و طراحی شرکت مهندسان مشاور مه‌اب قدس به جهت ارائه‌ی اطلاعات سد کارون ۴ کمال تشکر را داشته باشیم.

۶. نتیجه‌گیری

در این نوشتار، با بحث در خصوص عوامل تأثیرگذار در رفتار تحت بار سدهای بتنی، سعی در افزایش دقت و حاشیه‌ی اطمینان نتایج تحلیلی برای سیستم شامل سد -

پانوشته‌ها

1. full Newton
2. Cowan
3. Lubliner
4. Rankine
5. Chen
6. Van Mier, et al.
7. gravity waves
8. Sommerfeld
9. hyperelement
10. dashpot
11. Lysmer and Kuhlemeyer
12. in situ
13. Taft Lincoln school, Kern county/S۶۹E

14. El Centro
15. hanging

منابع (References)

1. Dam Safety Report, "Notable dam failures", Department of Ecology, State of Washington (2012).
2. Mojtahedi, S., Fenves, G.L. and 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 (May 1992).

3. Chavez, J.W. and 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 (March 1994).
4. Tan, H.C. and 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 (October 1996).
5. Bathe, K.J., *Finite Element Procedures*, Upper Saddle River, New Jersey, Prentice Hall, Inc. (1996).
6. Crisfield, M.A., *Non-Linear Finite Element Analysis of Solids and Structures*, New York, John Wiley & Sons Ltd (1997).
7. Smith, I.M. and Griffiths, D.V., *Programming the Finite Element Method*, New York, John Wiley & Sons Ltd., Forth edition, 1 and 2 (2004).
8. 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).
9. 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).
10. Cowan. H. J. "The strength of plain, reinforced and prestressed concrete under the action of combined stresses, with particular reference to the combined bending and torsion of rectangular sections", Magazine of concrete research, **5**(14), pp. 75-86, December (1953).
11. Lubliner, J. "Plasticity theory". Macmillan Publishing Company, New York, (1990).
12. Chen. W. F. "Plasticity in reinforced concrete". McGraw-Hill, (1982).
13. Ortiz, M. and Pandolfi, A. "A finite deformation irreversible cohesive elements for three-dimensional crack propagation analysis", *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, **44**(9), pp. 1267-1282 (1999).
14. Van Mier, J. G. M., Nooru-Mohamed. M. B. and Timmers. G. "An experimental study of shear fracture and aggregate interlock in cementbased composites", *Heron*, **36**(4), (1991).
15. Wriggers, P., *Computational Contact Mechanics*, Berlin Heidelberg, Springer-Verlag (2006).
16. *Engineering Guidelines for the Evaluation of Hydropower Projects*, Federal Energy Regulatory Commission Division of Dam Safety and Inspections: Washington D.C., Chapter11- Arch Dams, pp. 1-174 (1999).
17. Küçükarslan, S. "Dynamic analysis of dam-reservoir-foundation interaction in time domain", *Computational Mechanics*, **33**(4), pp. 274-281 (2004).
18. Sani, A.A. and Lotfi, V. "Linear dynamic analysis of arch dams utilizing modified efficient fluid hyper-element", *Engineering Structures*, **29**(10), pp. 2654-2661 (2007).
19. Chuhan, Z., Jianwen, P. and Jinting, W. "Influence of seismic input mechanism and radiation damping on arch dam response", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **29**(9), pp. 1282-1293 (2009).
20. Ghaemian, M., Noorzad, A. and Moradi Moghaddam, M.R. "Foundation effect on seismic response of concrete arch dams including dam-reservoirinteraction", *European Earthquake Engineering*, **3**, pp. 49-57 (2005).
21. "Ferdousi . A, Gharabaghi. A. R. M, Ahmadi. M. T, Chenaghloou. M. R and Emami Tabrizi. M. "The effects of in-situ stresses, discontinuities and appropriate rock foundation boundary conditions in the analysis of concrete Arch Dams Journal of Civil and Environmental Engineering, **42**(4), Serial 69, (2013).
22. Karun, I.V, *Dam & H.P.P. Project- Final Phase Study (Phase II)*, Final Report on Analysis and Design of Dam and Appurtenant Structures, Mahab Ghodss Consulting, Iran, Tehran (2003).