

بررسی تاثیر فشار هیدرودینامیکی توسعه یافته در درزه ها بر رفتار دینامیکی غیرخطی سدهای بتنی قوسی

جواد مرادلو¹ ، محمد تقی احمدی²

دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه زنجان
دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه تربیت مدرس
ajmoradloo@znu.ac.ir

چکیده

تحلیل دینامیکی غیرخطی سدهای بتنی قوسی با احتساب فشار آب منفذی توسعه یافته در درزه های باز در حین بارگذاری زلزله در این مقاله ارائه شده است. بعد از بررسی مدل‌های مختلف، مدل ساده ای که توانایی منظور کردن باز و بسته شدن درزه، احتساب جبهه نفوذ آب داخل ترک و قابلیت کاربرد در المانهای درزه را داشته باشد، انتخاب و در تحلیل غیرخطی دینامیکی سدهای بتنی قوسی به کار گرفته شد. رفتار غیرخطی در نظر گرفته شده در این تحقیق شامل رفتار غیرخطی درزه ها و رفتار غیرخطی مادی ترک اندود می باشد. رفتار غیرخطی مادی با دیدگاه ترک پخشی چرخشی مدل شده است. ویژگیهای این مدل شامل: مدلسازی رفتار قبل از ترک خوردگی، معیار مناسب برای شروع نرم شوندگی، حفظ انرژی شکست، مدلسازی رفتار نرم شوندگی (مدلسازی موده‌های سه گانه شکست کششی و برشی)، معیاری برای باز و بسته شدن ترک (بارگذاری باربرداری مجدد)، احتساب تأثیرات نرخ کرنش در بارگذاریهای دینامیکی و احتساب مدل میرائی مناسب در بارگذاریهای دینامیکی می باشد. یک مدل درزه ترک گسسته ساده شده شامل الگوریتم رفتاری المان و الگوریتم محاسبات تنش به روش صریح ارائه شد. مدل انتخابی دارای ویژگیهای مدلسازی شکست کششی و برشی درزه ها، توانایی مدلسازی رفتار کلیدهای برشی، استفاده از توابع خسارت درزه برای مدلسازی رفتار نرم شوندگی می باشد. برنامه نگاشته شده بر اساس الگوریتمهای ارائه شده در این مقاله بعد از صحت سنجی در تحلیل دینامیکی غیرخطی سد ماروپوینت به کار گرفته شدند. نتایج تحلیلها نشان می دهند که فشار آب هیدرودینامیکی توسعه یافته داخل درزه های باز در حین بارگذاری دینامیکی زلزله می تواند به عنوان یکی از بارهای جدی مورد ارزیابی قرار گیرد. احتساب این پارامتر منجر به افزایش بازشدگی درزه ها، افزایش تغییر مکان کلی سد و تغییر ملایم الگوی ترک خوردگی سد می شود. در تحلیل سد ماروپوینت، احتساب فشار های هیدرودینامیکی باعث افزایش جزئی تغییر مکان سد در راستای رود کاهش تنشهای قوس در تاج سد و از بین رفتن امکان ترک کششی در این قسمت گردید.

کلمات کلیدی: سد بتنی قوسی، فشار هیدرودینامیکی منفذی، تحلیل غیرخطی، اندرکنش آب و سازه، روش المانهای محدود.

1- مقدمه

سدهای بتنی قوسی از جمله سازه هایی هستند که با توجه به اهمیت و فاجعه آمیز بودن شکست احتمالی آنها، ارزیابی مستمر ایمنی آنها اهمیت فراوان دارد. مطالعات درباره این سازه ها در دهه های اخیر رشد چشمگیری داشته است. با این وجود به علت پیچیدگی ذاتی سدهای بتنی قوسی، هنوز موارد مبهم زیادی وجود دارند که بایستی مورد توجه بیشتری قرار گیرند. مدلسازی ریاضی و عددی سدهای بتنی قوسی یکی از پیچیده ترین مباحث در حوزه مهندسی عمران می باشند. این پیچیدگی ناشی از چندین عامل درگیر با یکدیگر می باشد: همانند رفتار غیر خطی وابسته به زمان بتن حجیم در بارگذاریهای

¹ - استادیار مهندسی عمران

² - استاد مهندسی عمران

سه بعدی نوسانی، اندرکنش سد با محیطهای نیمه بی نهایت پی و مخزن، ساخت مرحله ای و بلوکی سد و تاثیرات رفتار غیرخطی درزه ها در پاسخ سازه.

یکی از مواردی که نیازمند مطالعات گسترده تری می باشد، احتساب فشار آب منفذی دینامیکی در درزه ها و ترکهای باز شده در حین بارگذاریهای دینامیکی می باشد. مدلسازی ریاضی نفوذ آب داخل ترکها بسیار مشکل است. پیچیدگی این مسأله عمدتاً به خاطر مدلسازی مسأله اندرکنش آب و سازه با مرزهای متحرک است. مشاهدات [1 و 2 و 3] نشان داده اند که برای نمونه های آزمایشگاهی، سرعت بازشدگی ترک دارای تأثیر مهمی بر توزیع فشار آب داخل ترک می باشد. اگر سرعت بازشدگی ترک به اندازه کافی آهسته باشد، زمان کافی برای ایجاد و توسعه فشار آب وجود خواهد داشت، اما در صورت بازشدگی سریع ترک، جبهه آب نمی تواند با جبهه ترک یکی باشد، یعنی برای ترک با سرعت رشد بالاتر، فشار آب داخل ترک پائین تر است. البته با افزایش زمان، فشار آب داخل ترک نهایتاً به فشار مخزن خواهد رسید، بعلاوه در حالت بسته شدن ناگهانی ترک، آب در تله افتاده همانند یک گوه عمل کرده و منجر به تنش های کششی در نمونه خواهد شد. در یک آزمایش پس از بسته شدن ناگهانی ترک، فشار آب به تله افتاده داخل آن به سه برابر فشار آب اولیه رسید و منجر به شکسته شدن کامل قسمت سالم نمونه گردید [2]. این حقیقت می رساند که در یک سد بتنی در اثر بسته شدن ترک، تنش های کششی در وجه پائین دست سد می توانند گسترش یابند. بزرگی این تنش ها به هندسه، اندازه فشار آب و سرعت بارگذاری بستگی خواهد داشت. در یک مدل واقعی تمامی پارامترهای ارائه شده در فوق بایستی مد نظر قرار گیرند.

مراجع مختلف از مدل های متفاوتی برای مدلسازی فشار برکنش در تحلیل دینامیکی سدهای بتنی (عمدتاً سدهای وزنی) استفاده می کنند. ICOLD [4] اظهار می کند که فشار برکنش در ترکهای حاصل از زلزله برابر با هد آب مخزن سد می باشد. USBR [5] با این توجیه که در طی بارگذاری دینامیکی باز و بسته شدن ترکها اجازه نفوذ آب به داخل ترک را نمی دهد، فشار برکنش در داخل ترکهای ایجاد شده در طی بارگذاری زلزله را برابر صفر فرض می کند. FERC [6] و USACE [7] فرض فشار برکنش ثابت و بدون تغییر در ترکها و درزه های باز در طی زلزله را پیشنهاد می کنند. CDSA [8] برای نواحی با لرزه خیزی بالا فرض می کند که فشار برکنش در ترک در حین زلزله صفر می باشد و برای نواحی با لرزه خیزی پایین فرض می کند که فشار برکنش در ترکها در حین زلزله ثابت باقی می ماند. توصیه های فوق تنها برای تحلیل های دینامیکی است و برای تحلیل های استاتیکی و احتساب کارکرد زهکشها و... بررسی روشهای فوق توسط دی وی [11] انجام شده است. یکی از روشهای اعمال فشار برکنش در سدهای وزنی با استفاده از المانهای میان رویه [7] می باشد. هال [9] در تحلیل دینامیکی سدهای بتنی قوسی فرض کرد که توزیع فشار هیدرو دینامیکی داخل ترک به صورت خطی در امتداد مرز ترک تغییر می کند و هیچ اندرکنشی بین فشار آب منفذی و دیواره های ترک وجود ندارد. مطالعات وی نشان داد که احتساب فشار آب دینامیکی داخل ترک قادر به تغییر الگوی ترک خوردگی می باشد. ژانگ و اماچی [10] بر اساس آزمایشات اماچی [11] فشار هیدرو دینامیک در گره λ م در یک ترک افقی پر آب را به فرم زیر ارائه کردند:

$$P_i(t) = [P_{Stat} + P_{cm}(t) + r a_x(t) x_{ci}] \quad (1)$$

پارامترهای رابطه فوق عبارتند از:

$P_i(t)$: فشار کل داخل ترک، P_{Stat} : فشار هیدرو استاتیک در دهانه ترک، $P_{cm}(t)$: فشار هیدرو دینامیک در دهانه ترک (در این تحقیق از تئوری وسترگارد به دست می آید)، $a_x(t)$: شتاب افقی مطلق سد در گره λ و x_{ci} : فاصله گره λ از دهانه ترک. این مدل اثرات باز و بسته شدن دهانه ترک بر افزایش فشار آب منفذی را نادیده می گیرد.

تیناوی و گوزیبانی [12] ایجاد فشار هیدرو دینامیکی لرزه ای در ترکهای موجود بر وجه بالادست سدهای بتنی را به صورت تحلیلی ارائه کردند. در استخراج این رابطه ترک مستطیلی با طول ثابت فرض شده و جریان داخل ترک به صورت جریان لایه ای یک بعدی مدل شده است. لحاظ کردن المان محدود سیال با هندسه متغیر با زمان خیلی پیچیده بوده و از این رو در این تحقیق روش حجم کنترل محدود پیشنهاد شده است که می تواند به همراه مدل المان محدود استفاده شود. فرمولاسیون پیشنهادی تغییرات درجه 3 را برای فشار هیدرو دینامیکی در ترک ارائه می کند. استخراج این رابطه بر اساس اصل بقا جرم و

بقا مومنتم خطی در فرم انتگرالی و در نظر گرفتن حجم کنترل سیال داخل ترک (شکل 1) و انجام عملیات ریاضی به فرم زیر منتهی می شود :

$$P_{xi} - P_i \approx - \frac{rL^2(1-x^3)}{6x_i w_0} \mathcal{E}_i - \frac{3rL^2(1-x^4)}{10w_0^2} \mathcal{E}_i^2 - \frac{2rL^2(1-x^3)}{10w_0^3} \mathcal{E}_i^3 \quad (2)$$

متغیرهای رابطه فوق همگی در شکل (1) تعریف شده اند. ترم فشار حاصله تابعی از سرعت و شتاب بازشدگی ترک می باشد. با مطالعات پارامتریک ترم دوم B صفر شده و با جایگذاری ترمهای شتاب و سرعت گرهای دو وجه ترک از روابط ذیل :

$$\mathcal{E}_i = \mathcal{E}_{i1} - \mathcal{E}_{i2} = \frac{1}{X} (\mathcal{E}_{ui} - \mathcal{E}_{ti}) \quad (3 \text{ الف})$$

$$\mathcal{E}_i = \mathcal{E}_{i1} - \mathcal{E}_{i2} = \frac{1}{X} (\mathcal{E}_{ui} - \mathcal{E}_{ti}) \quad (3 \text{ ب})$$

در رابطه (2) توزیع فشار بر اساس مقادیر گرهی به فرم زیر حاصل می شود :

$$P_{xi} - P_i \approx - \frac{rL^2(1-x_i^3)}{6x_i w_0} \{ \mathcal{E}_{ui} - \mathcal{E}_{ti} \} - \frac{2rL^2 u(1-x_i^3)}{x_i w_0^3} \{ \mathcal{E}_{ui} - \mathcal{E}_{ti} \} \quad (4)$$

با تقریب پروفیل درجه سوم فشار با پروفیلهای ثابت گسسته شده و انتگرالگیری روی طول دلخواه (شکل 2) نیروهای گرهی به فرم زیر حاصل خواهند شد :

$$\begin{Bmatrix} F_{ui} \\ F_{ti} \end{Bmatrix} \approx - \frac{rL^2(1-x_i^3)\Delta x_i}{6x_i w_0} \begin{Bmatrix} \mathcal{E}_i \\ -\mathcal{E}_i \end{Bmatrix} - \frac{2rL^2(1-x_i^3)\Delta x_i}{x_i w_0^3} \begin{Bmatrix} \mathcal{E}_i \\ -\mathcal{E}_i \end{Bmatrix} \quad (5)$$

با جایگذاری رابطه (3) در رابطه (5) :

$$\begin{Bmatrix} F_{ui} \\ F_{ti} \end{Bmatrix} \approx -m_i \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathcal{E}_{ui} \\ -\mathcal{E}_{ti} \end{Bmatrix} - c_i \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathcal{E}_{ui} \\ -\mathcal{E}_{ti} \end{Bmatrix} \\ = -[m_h]_i \begin{Bmatrix} \mathcal{E}_{ui} \\ -\mathcal{E}_{ti} \end{Bmatrix} - [c_h]_i \begin{Bmatrix} \mathcal{E}_{ui} \\ -\mathcal{E}_{ti} \end{Bmatrix} \quad (6)$$

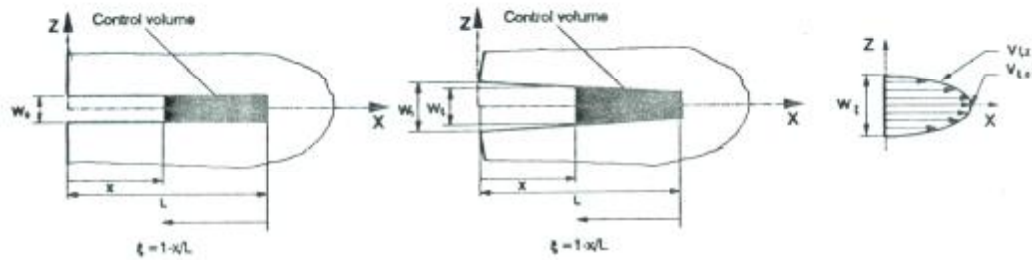
در رابطه فوق :

$$m_i = \frac{rL^2(1-x_i^3)\Delta x_i}{6x_i w_0} \quad , \quad c_i = \frac{2rL^2 u(1-x_i^3)\Delta x_i}{x_i w_0^3} \quad (7)$$

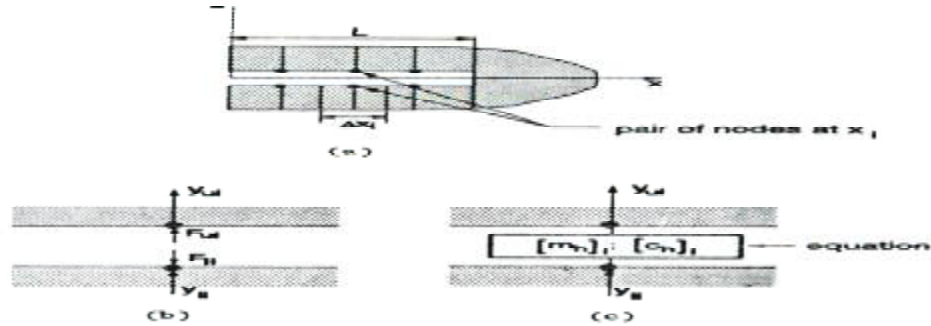
ترمهای شتاب و سرعت در ادامه در فرم ماتریس جرم افزوده و میرائی در گرهای ترک گسسته مدل المان محدود سد لحاظ می شوند. گرادیان فشار داخل ترک با یک ماتریس جرم افزوده و یک ماتریس میرائی به ماتریس های جرم و سختی کل سازه در درجات آزادی نرمال گرهای واقع بر سطح ترک اضافه خواهند شد:

$$([M] + [M_h])\{\mathcal{E}\} + ([C] + [C_h])\{\dot{\mathcal{E}}\} + [K]\{a\} = \{F\} \quad (8)$$

در این مدل رشد ترک لحاظ نشده و ترک فیکس فرض شده (تنها بازشدگی را می پذیرد). برای کاربرد مدل پیشنهادی، یک سد 55 متری با بازشدگی 2 میلیمتری در پایه و یا در نزدیکی تاج تحلیل شده است. در تحلیل از کد ANSYS که قادر به قبول ماتریس های جرم و میرائی غیرقطری است، استفاده شده است. نتایج نشان می دهند که فشار هیدرودینامیکی لرزه ای خواص مودال سازه و پاسخ سازه را چندان تغییر نمی دهد. همینطور دیده شد که برای جنبش زمین با فرکانس های بالا، فشار هیدرودینامیکی داخل ترک موجود در پایه سد، تا حد 50٪ بالاتر از فشار هیدرواستاتیکی بوده است. مدل حاصله بایستی توسط مطالعات آزمایشگاهی تأیید شود.



شکل 1 هندسه ترک : شکل اولیه، بافتار تغییر فرم یافته و توزیع سرعت سهموی



شکل 2 انتگرالگیری معادلات فشار در طول ترک گسسته و استخراج ماتریسهای المان محدود

اسلوویک [13] مدلسازی فشار آب در ترکهای بتنی رشد کننده را بصورت عددی و آزمایشگاهی روی نمونه های جداشونده گوه ای³ با فشار هیدرواستاتیکی در طول ترک انجام دادند. سرعت نسبی جبهه آب در مقابل جبهه ترک و تأثیرات بسته شدن ناگهانی ترک مطالعه شد. در نهایت براساس مشاهدات آزمایشگاهی یک مدل برای نفوذپذیری بتن ترک خورده توسعه یافته است. در استخراج مدل، ناحیه آسیب دیده بتن نفوذناپذیر فرض شده، جریان درون ترک لایه ای فرض شده و از قانون داریسی استفاده شده است. با ساده سازیهای فوق معادله دیفرانسیل جزئی حاکم بر توزیع فشار دینامیکی داخل ترک به صورت تابعی از زمان و مکان به دست آمده است. مدل هنوز قابل استفاده برای شبیه سازی بسته شدن ناگهانی ترک نیست. علیرغم پیچیدگی مدل، برای کاربرد در سدهای بتنی کاربردی نیست. جوانمردی و لگر [14 و 15] با فرضیات زیر مدلسازی تئوری فشار هیدرودینامیک داخل ترکها را مدل نمودند. فرضیات اساسی در نظر گرفته شده عبارتند از :

Ø یک ترک با شکل مخروطی⁴ (تغییرات خطی بازشدگی با طول ترک) با طول معلوم و با دیواره صلب فرض شده است. تغییر مکان هر نقطه روی دیواره ترک از رابطه زیر به دست می آید :

$$U(x,t) = U(L,t) * \frac{x}{L} \quad (9)$$

Ø دیواره های ترک نفوذناپذیر فرض شده است.

Ø جریان آب یک بعدی در امتداد طول ترک فرض شده است.

Ø جریان آب قابل ملاحظه ای در بخش غیر اشباع ترک وجود ندارد.

Ø فشار بخار مساوی صفر است.

Ø گرادیان فشار برای جریان آشفته و لایه ای $Q(x,t)$ در ناحیه اشباع ترک از روابط زیر به دست می آید [71 و 72]:

$$\left[\frac{dP(x,t)}{dx} \right]_{La\ min\ ar} = 6m \left[1 + 8.8 \left(\frac{k}{2U(x,t)^{1.5}} \right) \right] \frac{Q^2(x,t)}{U^3(x,t)} \quad (10)$$

³ - Wedge Splitting-Specimen

⁴ - Tapered Joint

(11)

$$\left[\frac{dP(x,t)}{dx} \right]_{Turbulent} = \frac{r}{16 \left(\log \frac{1.9}{k/2U(x,t)^{1.5}} \right)^2} \frac{Q^2(x,t)}{U^3(x,t)}$$

البته روابط دیگری نیز برای گرادیان فشار و جریان از میان درزه ها و ترکها ارائه شده اند که برخی از آنها در جدول (1) ارائه شده اند.

در روابط فوق m لزجت دینامیکی، r دانسیته و U باز شدگی ترک می باشد. ترم $\frac{k}{2U(x,t)^{1.5}}$ زبری نسبی ترک است

که مقدار آن برای ترکهای کششی بتن زبر برابر 0/5 می باشد. با انتگرال گیری روابط فوق با ارضاء شرایط سازگاری پیوستگی و فشار مقادیر فشار در گرهها به دست می آیند. با این متدولوژی با معلوم بودن تاریخچه زمانی $U(x,t)$ ، فشار در دهانه ترک و طول ترک می توان تغییرات فشار آب در امتداد ترک را به دست آورد. اعمال روش فوق در تحلیل سدهای وزنی به دو صورت انجام می گیرد: روش درگیر و روش غیر درگیر

R روش غیردرگیر، ساده تر و شامل یک تحلیل هیدرومکانیکال غیردرگیر می باشد. در این روش پاسخ تاریخچه زمانی CMOD توسط یک تحلیل المان محدود ترک گسسته با صرفنظر کردن از تغییرات فشار آب گذرا داخل ترک تعیین می شود و سپس به صورت داده های ورودی در مدل اندرکنش آب - ترک اعمال می شود. اما در واقع تغییرات فشار آب داخل ترک، حرکات دیواره آن را تغییر می دهد و تحلیل هیدرومکانیک غیردرگیر تحلیل دقیقی نمی باشد. از این رو بایستی با یک فرآیند تکراری، تغییرات فشار آب داخل ترک را منظور نمود.

R روش درگیر، در یک مدل درگیر ترک-فشار هیدرومکانیکال، معادله حاکم برای حل تکراری به فرم زیر می باشد:

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + \{r + W_{PR}\} = \{F\} \quad (12)$$

در حقیقت فشار آب دینامیکی داخل ترک به صورت یک بردار نیرو (WPR) در بردار نیروهای مانده ظاهر شده است. معادله فوق با یکی از روشهای تکراری قابل حل است. در این معادله، نیرو و فشار هیدرومکانیکی توابعی از جابجائی نسبی المان درزه هستند و از پیش مقادیر معلومی ندارند و در طی انتگرال گیری با یک روش تکرار محاسبه می شوند. در تحقیق جوانمردی فشار دهانه ترک به فرم زیر بیان شده است:

$$P_{crn}(t) = P_{stat} + P_{Westergard}(t) \quad (13)$$

در رابطه فوق فشار P_{stat} هیدرواستاتیک و $P_{Westergard}(t)$ فشار هیدرومکانیک در طی بارگذاری زلزله می باشد. در این تحقیق برای فشار هیدرومکانیک از رابطه وسترگارد استفاده شده است.

متدولوژی فوق در تحلیل یک سد وزنی 90 متری با شتاب پایه سینوسی با فرکانس پایین به کار رفت. نتایج تحلیل نشانگر نفوذ جبهه اشباع به طول 6متر برای ترک 14 متری در پایه سد برای رکورد زلزله ساگونای و 8 متر برای یک ترک 35 متری برای رکورد زلزله تفت می باشد. مطالعات پارامتریک نشان می دهند که افزایش فرکانس بارگذاری زلزله منجر به کاهش نیروی برکنش خواهد شد. در نتیجه نیروی برکنش در سدهای بتنی تحت تأثیر جنبش زمین با محتوای فرکانسی بالا کوچکتر از نیروی برکنش با زلزله های با محتوای فرکانسی پایین می باشد.

2- مدلسازی رفتار غیر خطی

2-1 رفتار غیر خطی المان درزه

در این مقاله، مدل درزه ترک گسسته ساده شده برای مدلسازی رفتار غیرخطی درزه ها در سدهای بتنی قوسی اعمال شده اند [16 و 19]. مدل انتخابی دارای توانایی مدلسازی شکست کششی و برشی درزه ها، توانایی مدلسازی رفتار کلیدهای برشی و توابع خسارت درزه برای مدلسازی رفتار نرم شوندگی می باشند. مدلها درزه فوق در المان 16 گرهی با ضخامت صفر اعمال شدند. در برنامه تدوین شده امکان اعمال فشارهای هیدرومکانیکی و یا هیدرواستاتیکی داخل المان درزه فوق پیش بینی شده است.

جدول 1 روابط جریان داخل درزه

	flow type	Pressure drop coefficient	Unit flow rate
Relative roughness $k/D_s \leq 0.033$ (parallel flow)	laminar	I $\lambda = \frac{96}{Re}$ Poiseuille	$q = \frac{\pi}{12\nu} \epsilon l^3 J_1$
	turbulent	II $\lambda = 0.316 Re^{-0.25}$ Blasius	$q = \left[\frac{\pi}{0.079} \left(\frac{2}{\nu} \right)^{0.25} \epsilon l^3 J_1 \right]^{4/7}$
		III $\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \frac{k}{3.7 D_s}$ Nikuradse	$q = 4 \sqrt{g} \left(\log \frac{3.7 D_s}{k} \right) \epsilon l^{1.5} \sqrt{J_1}$
Relative roughness $k/D_s > 0.033$ (non-parallel flow)	laminar	IV $\lambda = \frac{96}{Re} \left[1 + 8.8 \left(\frac{k}{D_s} \right)^{1.5} \right]$ Louis	$q = - \frac{\pi \epsilon l^3 J_1}{12\nu \left[1 + 8.8 \left(\frac{k}{D_s} \right)^{1.5} \right]}$
	turbulent	V $\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \frac{k}{1.9 D_s}$ Louis	$q = 4 \sqrt{g} \left(\log \frac{1.9 D_s}{k} \right) \epsilon l^{1.5} \sqrt{J_1}$

در این تحقیق از المان درزه پیشنهاد شده توسط بیر [17] برای مدلسازی درزه های سد استفاده شده است. هندسه یک میان رویه سه بعدی با ضخامت صفر توسط هندسه سطح میانی المان مشخص می گردد. این المان در مسائل سه بعدی می تواند دارای هشت یا شانزده گره باشد.

در این مقاله از مدل درز ترک گسسته ساده شده⁵ (SDCJM) استفاده شده است [16]. بر مبنای مدل درز ترک گسسته ساده شده، فرضیات زیر برای قانون بنیادی المان درز در نظر گرفته خواهد شد:

- درز دارای مقاومت کشش کوچک یا برابر با صفر می باشد.
- سختی نرمال (K_n) و تنش نرمال پس از شکست کششی یا بازشدگی درز برابر با صفر خواهد بود اما سختی مماس به تدریج با بازشدگی درز کاهش خواهد یافت. در این وضعیت المان درز دارای تغییر شکل های الاستو-پلاستیک می باشد.
- هنگامی که بازشدگی درز از حد تعریف شده ای (D_n : زبری مشخصه یا ارتفاع کلیدهای برشی) تجاوز نماید، تنش های مماسی و سختی مماسی هر دو صفر می شوند.
- اگر تنش های برشی برای یک درز سالم کمتر از مقاومت برشی (ناشی از چسبندگی و اصطکاک) باشد، درز جابجائی های مماس الاستیک خواهد داشت. در غیر این صورت پس از یک شکست برشی و افت مقاومت برشی، درز وضعیت کاملاً پلاستیک به خود خواهد گرفت.
- هنگامی که درز بسته می شود، اصطکاک ایجاد شده مجدداً برای مقاومت در برابر لغزش مؤثر خواهد بود. بنابراین درزه به صورت الاستیک یا الاستوپلاستیک با درگیری بین جابجائی های نرمال و برشی رفتار می کند.
- سطوح درز دارای خواص ایزوتروپ می باشند.
- مدل پلاستیسیته برای لغزش درز مدل الاستو-پلاستیک نرم شونده با معیار تسلیم موهر-کولمب می باشد که برای لغزش درز معقول است.
- شکست برشی المان با افت مقاومت برشی و سختی مماسی دنبال خواهد شد. به هر حال در بارگذاری مجدد یک مقاومت برش باقی مانده ناشی از یک ضریب اصطکاک کاهش یافته رخ خواهد داد (رفتار نرم شونده) یا خسارت مربوط به مولفه های مقاومت برشی)
- در وضعیت بسته بودن درز و تغییر شکل های پلاستیک پس از شکست برشی درز، ماتریس مدول الاستو-پلاستیک به شکل قطری و ساده زیر در نظر گرفته می شود:

⁵ -Simplified Discrete Crack Joint Model

$$D^{ep} = \begin{bmatrix} K_{mm} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (14)$$

الگوریتم محاسبات مدل‌های درز تدوین شده در مقاله ارائه شده در همین کنفرانس ارائه شده است [20].

2- رفتار غیر خطی مادی بتن

برای مدلسازی رفتار کششی بتن از دیدگاه ترک پخشی چرخشی استفاده شد. ویژگی‌های این مدل شامل [18]: مدلسازی رفتار قبل از ترک خوردگی، معیار مناسب برای شروع نرم شوندگی، حفظ انرژی شکست، مدلسازی رفتار نرم شوندگی (مدلسازی موده‌های سه گانه شکست کششی و برشی)، معیاری برای باز و بسته شدن ترک (بارگذاری باربرداری مجدد)، احتساب تأثیرات نرخ کرنش در بارگذاریهای دینامیکی و احتساب مدل میرایی مناسب در بارگذاریهای دینامیکی می باشد.

3- مدلسازی اندرکنش آب و سازه

3-1 فشار هیدرو دینامیکی مخزن

معادله حاکم بر توزیع فشار هیدرو دینامیکی در محیط سیال برای مسأله اندرکنش سد و مخزن، معادله موج (معادله هلمهولتز) می باشد:

$$\nabla^2 P = \frac{1}{C^2} \frac{\partial^2 P}{\partial t^2} \quad (15)$$

این رابطه با ساده سازی معادله ناویه-استوکس با فرض جابجاییهای کوچک سیال، غیر لزج بودن آن، استفاده از قوانین تجربی هوک و صرفنظر از تغییرات زمانی و مکانی دانسیته جرمی آب، حاصل شده است. در این رابطه: P ، فشار سیال، C سرعت صوت در سیال می باشد. شرایط مرزی حل معادله فوق برای مسأله اندرکنش سد و مخزن عبارتند از:

شرط مرزی پواسن برای سطح آزاد:

$$\left[\frac{\partial P}{\partial y} + \frac{1}{g} \frac{\partial^2 P}{\partial t^2} \right]_{y=h} = 0 \quad (16)$$

شرط مرزی شاران برای مرز دور [19]:

$$\frac{\partial P}{\partial x} = -\frac{p}{2h} P - \frac{1}{C} \frac{\partial P}{\partial t} \quad (17)$$

برخلاف شرط مرزی مرسوم سامرفلد، این شرط مرزی برای فرکانسهای پایین سیستم نیز معتبر است.

شرط مرزی جذب پاره ای امواج در بستر و تکیه گاهها

$$\frac{\partial P}{\partial n} = -r \frac{\partial^2 P}{\partial t^2} - \frac{1}{bC} \frac{\partial P}{\partial t} \quad (18)$$

$$b = \frac{r_b C_b}{rC}$$

شرط مرزی اندرکنش:

$$r \frac{\partial P}{\partial n} = -\frac{\partial P}{\partial t} \quad (19)$$

در روابط فوق h ، r ، r_c ، n ، C_b ، b به ترتیب عمق مخزن، مولفه قائم شتاب زمین، جرم واحد حجم آب، جرم واحد حجم مصالح بستر، بردار نرمال بر سطح، سرعت صوت در سنگ پی و نسبت امپدانس صوتی مخزن به امپدانس صوتی سنگ پی می باشد.

برای حل معادلات اندرکنشی آب و سازه از روش حل نوسانی استفاده شده است. از المان 20 گرهی اویلری استفاده گردید. صحت سنجی محاسبات هیدرو دینامیک از طریق مثالهای نمونه مختلف انجام گردیده و سپس در تحلیل‌های دینامیکی سد به کار رفته است [19 و 20].

3-2 فشار هیدرودینامیکی داخل درزه ها

در این تحقیق از روابط 10 و 11 [14 و 15] برای مدلسازی فشار هیدرودینامیکی داخل درزه های باز شده در حین زلزله استفاده شده است. دلایل این انتخاب به شرح زیر است:

- ? باز و بسته شده درزه ها را در توزیع فشارهای هیدرودینامیکی منظور می کند.
- ? بر پایه نتایج آزمایشگاهی تایید و توجیه پذیر است.
- ? برای کاربرد در مدل های ترک گسسته توسعه یافته است که مناسب برای مدلسازی درزه های موجود در سدهای بتنی می باشد.
- ? پیچیدگی زیادی به مسأله اضافه نمی کند.
- ? با پارامترهای ورودی محدود و شناخته شده قابل تحلیل است.

بر اساس مطالب ارائه شده در بندهای قبل برای کاربرد این مدل زیربرنامه ای به مدل المان درزه اضافه گردید. این زیربرنامه توانایی انتگرالگیری معادلات (10) و (11) برای درزه های باز شده در تکرار موجود و یا تکرارهای قبلی را داراست. انتگرال معادلات فوق به صورت تحلیلی به فرم زیر به دست می آیند :

برای جریان آشفته :

$$P = P_0 - \frac{r}{16 \left(\log \frac{1.9}{k/2u(x,t)} \right)^2} \frac{u_0^2 Q_0^2}{4} \left[\frac{1}{\left[\frac{u_0}{L} (L-x)^4 \right]} - \frac{1}{u_0^4} \right] \quad (20)$$

برای جریان لایه ای :

$$P = P_0 - \frac{6m \left(1 + 8.8 \left(\frac{k}{2u(x,t)} \right)^{1.5} \right)^2}{3} u_0 Q_0 \left[\frac{1}{\left[\frac{u_0}{L} (L-x) \right]^3} - \frac{1}{u_0^3} \right] \quad (21)$$

در ادامه این فشارهای هیدرودینامیکی تبدیل به نیروهای گرهی شده و در نیروهای مانده المان درزه مشارکت داده می شوند. برای بازشدگی درزه نیز در هر تکرار از جابجائیهای نسبی گرههای درزه استفاده می شود. در این تحقیق برای فشار هیدرودینامیکی در دهانه ترک از فشار هیدرودینامیکی دقیق که از حل عددی معادله هلمهولتز به دست می آید استفاده شده است.

4- کاربرد عددی و مثالهایی برای تایید مدل های پیشنهادی

4-1 کاربرد عددی

الگوریتم فوق در برنامه المان محدود GFEAP اعمال شده است. این برنامه به زبان فرترن تهیه شده و دارای المانهای سه بعدی 8 و 20 گرهی سرندی پیتی، المان سه بعدی 6 و 15 گرهی گوه، المان سه بعدی 16 گرهی درزه و المان سه بعدی 20 گرهی سیال می باشد الگوهای انتگرالگیری گوس و لوباتو با مراتب انتگرالگیری مختلف به انتخاب کاربر در برنامه پیش بینی شده است. تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی زلزله با روش استاندارد نیومارک در برنامه انجام پذیر است. الگوریتمهای تحلیل مسائل غیرخطی به روشهای نیوتن رافسون تام، اصلاح شده و سختی اولیه در آن اعمال شده اند. برنامه دارای حافظه دینامیکی برای مدیریت متغیرهاست. برنامه دارای توانایی مدلسازی مسائل با سختی های متقارن و نامتقارن می باشد. برنامه به صورت شی گرا در قطعات و زیربرنامه های متعدد مجزا نگاشته شده است [19].

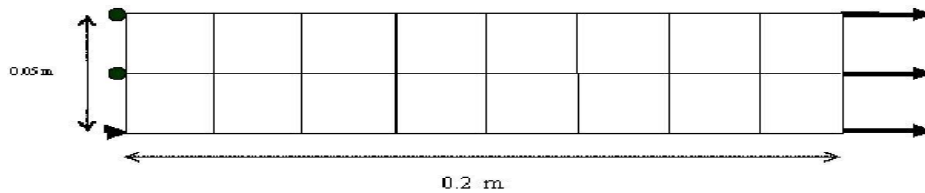
2-4 مثالهای تایید مدل

برای کنترل صحت مدل ترک اندود و الگوریتمهای ارائه شده و کارکرد خود برنامه در این قسمت یک مثال عددی ارائه می شوند. مثالهای تایید مدل اندرکنش آب و سازه و درزه پیشنهادی در مقاله مکمل این مقاله ارائه شده است [20].

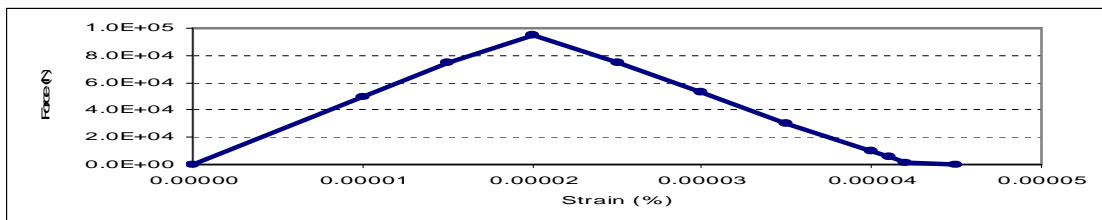
1-2-4 مدلسازی رفتار غیر خطی مادی

در این مسأله یک تیر سه بعدی با ضخامت واحد تحت کشش یکنواخت انتخاب شده است. در شکل (3) هندسه و شبکه المان محدود این سازه ارائه شده است. درجات آزادی عمود بر صفحه مقید شده اند. مسأله به صورت کنترل تغییر مکان حل شده است. پارامترهای مادی به کار رفته در تحلیل عبارتند از: مدول الاستیسیته $E = 20 \text{ GPa}$ ، مقاومت کششی تک محوری $s_t = 2.0 \text{ MPa}$ ، ضریب پواسون، $\nu = 0.0$ ، انرژی شکست $G_f = 40 \text{ N/m}$

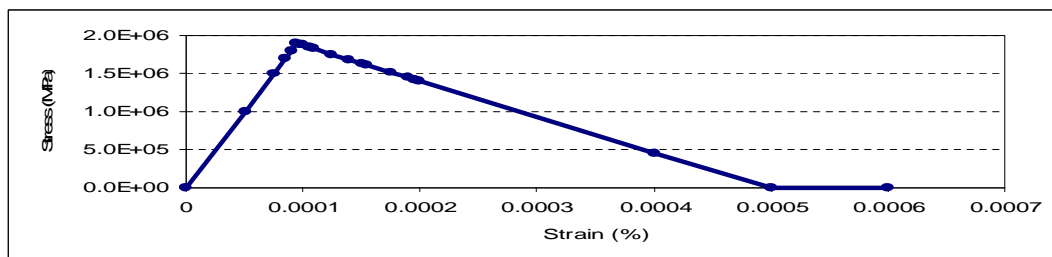
با توجه به بارگذاری مسأله برای متمرکز کردن شکست در یک المان، مقاومت المانهای مجاور تکیه گاه را به میزان 5٪ کمتر از دیگر المانهای سازه انتخاب کرده ایم. در شکل (4) نتایج منحنی بار تغییر مکان تیر برای مدل ب (ترک در المان) ارائه شده است. با فرض ضخامت واحد برای تیر به صورت تحلیلی حداکثر بار قابل تحمل تیر برابر 100 KN به دست می آید. با توجه به مقاومت کمتر المانهای مجاور تکیه گاه در حل عددی مسأله این بار به میزان 95 KN محاسبه شده است (شکل 4). نتایج حاصله به خوبی با نتایج تحلیلی مطابقت دارند. در شکل (5) نتایج منحنی تنش کرنش برای دو المان نرم شونده (المانهای مجاور تکیه گاه) ارائه شده اند. در شکل (6) توزیع جابجاییهای المانها و در شکل (7) توزیع کرنشها بعد از ترک خوردگی ارائه شده است. همانطور که دیده می شود پس از ترک خوردگی المانهای مجاور دچار باربرداری شده اند. همانطور که از اشکال واضح است، تمرکز جابجاییها و نرم شدگی در المانهای مجاور تکیه گاه رخ داده است.



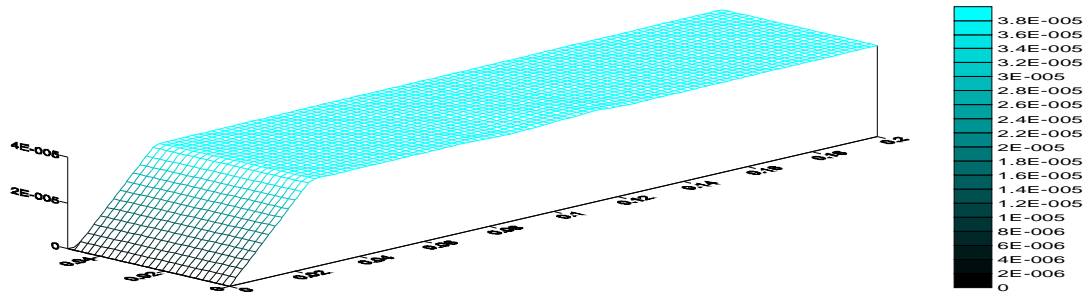
شکل 3 مثال تیر کششی



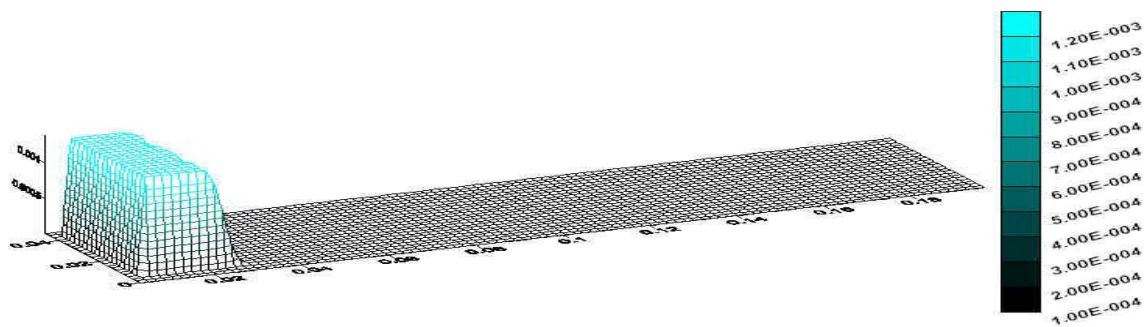
شکل 4 نمودار عکس العمل تکیه گاه - جابجایی



شکل 5 نمودار تنش کرنش المان نرم شونده



شکل 6 توزیع جابجائیها در طول تیر برای تغییر مکان $U=0.00004 \text{ m}$



شکل 7 توزیع کرنش در طول تیر برای تغییر مکان $U=0.000038 \text{ m}$

3-4 تحلیل سد بتنی قوسی ماروپوینت

1-3-4 مدل المان محدود سد

در این بخش تحلیل دینامیکی غیرخطی سد بتنی قوسی ماروپوینت با استفاده مدل‌های ارائه شده ارائه می‌شود. سد قوسی ماروپوینت واقع بر رودخانه گانیسن در ایالت کلرادو آمریکا می‌باشد. این سد قوسی با ارتفاع 141/73 متر تقریباً متقارن با عرض دره در تراز تاج سد برابر 184 متر، زاویه مرکزی در تراز تاج 133 درجه، ضخامت 3.66 متر در تاج و 15.73 متر در کف در طره مرکزی می‌باشد.

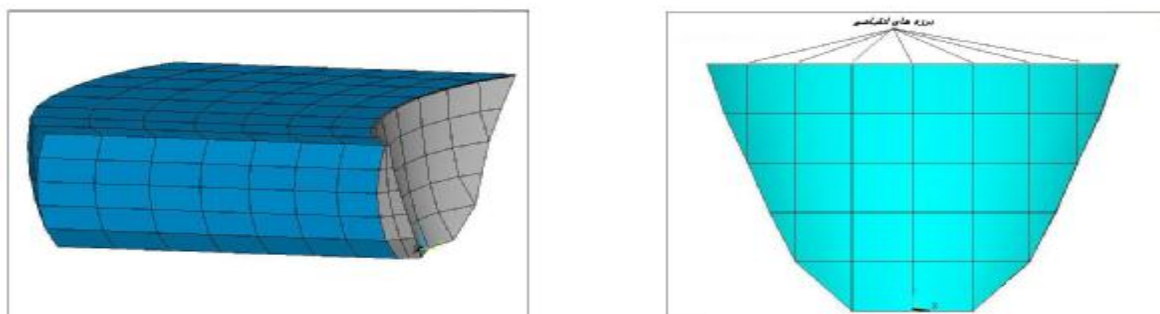
دیگر مشخصات سد و مخزن به کار رفته در تحلیلها به شرح زیر است: مدول الاستیسیته بتن 27.579 Gpa ، جرم واحد حجم بتن 2483 Kg/m^3 ، ضریب پواسن بتن 0.2 ، نسبت میرایی 5% ، سرعت صوت در آب 1440 m/s ، نسبت دامنه موج بازگشتی به موج برخوردی $a=0.55$ ، نسبت امپدانس سنگ به آب $b=3.44$ ، انرژی شکست 262 N/m ، ضریب بزرگنمایی دینامیکی برای مقاومت کششی 1.5 ، ضریب بزرگنمایی دینامیکی برای مدول الاستیسیته 1.2 ، مقاومت کششی تک محوری 3 Mpa ، نسبت مقاومت کششی ظاهری 1.25

خواص المان درزه عبارتند از: مقاومت کششی $f_t=1 \text{ MPa}$ ، چسبندگی، $C=1.5 \text{ MPa}$ ، ضریب اصطکاک $\mu=0.9$ ، ارتفاع کلید برشی $D_n=0.5 \text{ m}$ ، ضریب کاهش برای ضریب اصطکاک ناشی از شکست برشی $r=0.9$ ، ضریب کاهش برای سختی برشی ناشی از شکست کششی $n=0.7$ ، ضریب کاهش برای سختی برشی ناشی از شکست برشی $m=0.2$

تحلیل دینامیکی سد تحت اثر مولفه های افقی و قائم زلزله تفت که به $1g$ مقیاس شده اند، انجام شده است. در شکل (8) شبکه المان محدود سد و مخزن آن ارائه شده است. از دور ردیف المان درجه 2 در راستای ضخامت سد استفاده شده است. المانهای درزه انقباضی در 7 ردیف در سد مدل شده اند. با توجه به هندسه سد و آرایش المانهای درزه ناگزیر المانهای گوه ای شکل در گوشه ها به وجود آمده اند که برای مدلسازی این نواحی از المان گوه 15 گرهی و المان 20 گرهی

فشرده شده⁶ استفاده شده است. البته پس از انجام تحلیلهای مقدماتی المانهای گوه حذف شد و تحلیلهای نهایی با استفاده از المان 20 گرهی فشرده شده انجام شد. تعداد المانهای 20 گرهی، المان فشرده شده و المانهای درزه به ترتیب برابر 52، 12 و 54 عدد می باشد.

برای مدل سازی اندرکنش دینامیکی سد و مخزن حجمی از دریاچه به طول دو برابر ارتفاع سد (300 متر) انتخاب و با المانهای 20 گرهی سیال مدل شد. تعداد المانهای قلمرو دریاچه سد 224 و تعداد گرههای آن 1448 عدد می باشد. در راستای طول سد اندازه المانها افزایش می یابد، به طوری که از 35 متر در مجاورت بدنه سد به متر 51 در انتهای دور مخزن می رسد (شکل 8-7). این مقدار برای مدل سازی بارهای لرزه ای با فرکانس 7/5 هرتز و کمتر کفایت می کند. در راستاها دیگر نیز بعد بیشینه المانهای سیال 30 متر می باشد.



شکل 8 شبکه المان محدود سازه سد (64 المان 20 گرهی و 56 المان درزه 16 گرهی برای سازه سد و 224 المان سیال برای مخزن)

4-3-2 تحلیلهای و نتایج

نتایج تحلیلهای انجام شده در این بخش ارائه شده است. تحلیلهای انجام شده شامل تحلیلهای به شرح جدول (2) می باشند:

جدول 2 تحلیلهای انجام شده

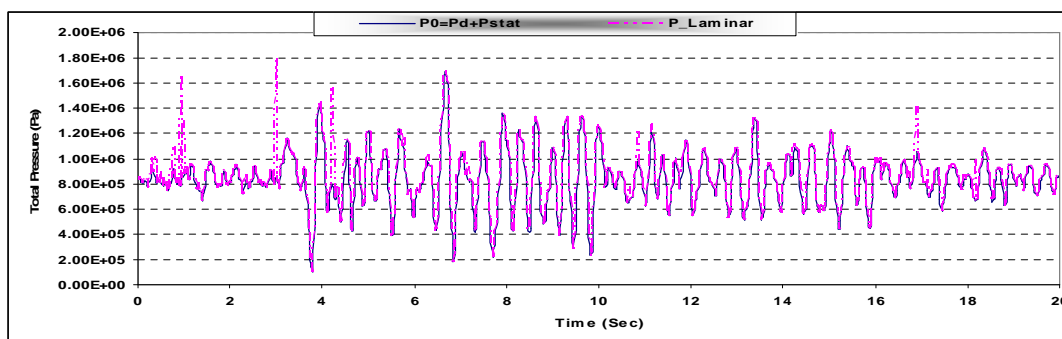
ردیف	علامت اختصاری	توصیف
1	J-6	تحلیل رفتار غیرخطی هندسی الاستیک با مخزن پر با رکورد مقیاس شده به 1g
2	J-15	تحلیل رفتار غیرخطی با مدل ترک پخشی با مخزن پر با رکورد مقیاس شده به 1g
3	J-15-3	مشابه تحلیل J-15 با احتساب فشار هیدرو دینامیکی داخل درزه های باز
4	J-17	تحلیل رفتار مادی خطی با مخزن پر با سه رکورد زلزله مقیاس شده به 1g و مولفه غالب در راستای عرضی
5	J-19	مشابه تحلیل J-17 با احتساب فشار هیدرو دینامیکی داخل درزه های باز

در اشکال (9الی 11) فشار آب هیدرو دینامیکی در گرههای تراز 56 متری المان درزه 27 (در مرکز تقارن سد و در نیمه پایینی سد) ارائه شده است. در این موقعیت ضخامت مقطع سد 15.4 متر می باشد و فشارها در گرههای 200 و 128 به فواصل 3.8 و 7.6 متری از بالادست سد ارائه شده اند. همانطور که دیده می شود علیرغم این که در این تحلیلها باز شدگی عمده ای در درزه ها رخ نداده است. فشار هیدرو دینامیک داخل درزه ها در حالت فرض جریان لایه ای در برخی موقعیتهای 4 برابر فشار دهانه ترک می رسد، اما در تحلیلها با فرض جریان آشفته توزیع فشار هیدرو دینامیکی داخل درزه ها تا حد زیادی از فشار دهانه درزه تبعیت می کند و افزایش عمده ای همانند تحلیل با فرض جریان لایه ای در آن مشاهده نمی شود. در اشکال (12الی 14) در گرههای تراز 113 متری المان درزه 1 (در سمت راست سد ارائه شده است. در این موقعیت ضخامت مقطع سد 8 متر می باشد.

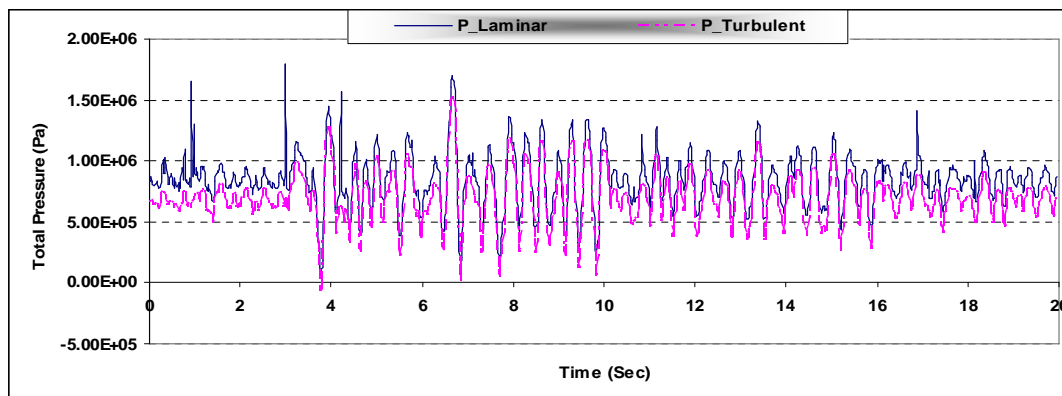
⁶ -Degenerated Element

در شکل (15) تفاضل تغییر مکانهای تاج سد در دو تحلیل J-17 (بدون احتساب فشار آب منفذی) و J-19 (با احتساب فشار آب منفذی) ارائه شده است. همانطور که دیده می شود علیرغم بازشدگیهای کم درزه ها، احتساب فشار آب منفذی سبب افزایش یک میلیمتری در تغییر مکان بیشینه تاج شده است. در شکل (16) بازشدگی نرمال المان درز 23 در دو تحلیل J-17 و J-19 با یکدیگر مقایسه شده اند. همانطور که دیده می شود، احتساب فشار آب منفذی سبب افزایش 7 درصدی در بازشدگی بیشینه المان درزه شده است.

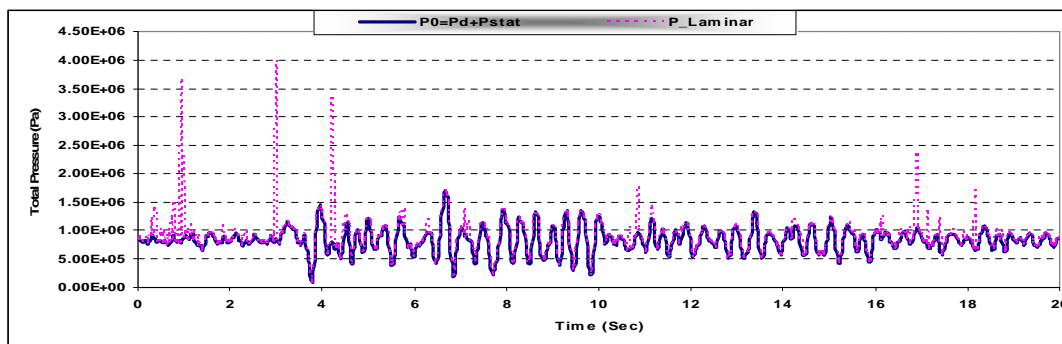
در شکل (17) توزیع زمانی و مکانی نقاط گوس ترک خورده در تحلیل J-15-3 (با احتساب فشار آب منفذی) ارائه شده است. با مقایسه با تحلیل مشابه بدون احتساب فشار آب منفذی شکل (18) دیده می شود که احتساب فشار آب منفذی سبب تغییر توزیع نقاط گوس ترک خورده و کاهش آنها گردیده است.



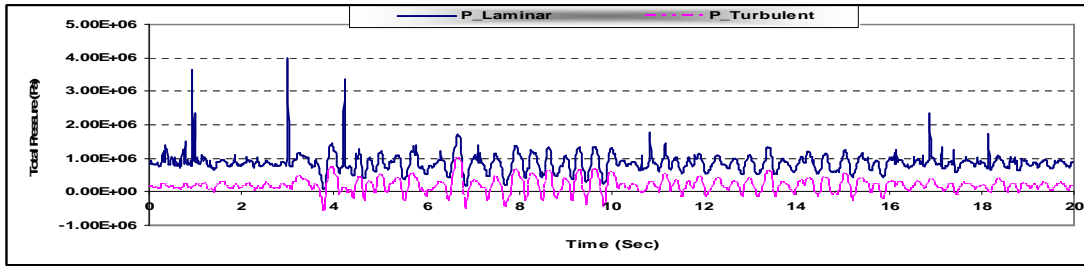
شکل 9 توزیع فشار کل داخل المان درزه 27 و گره 200 در مقایسه با فشار کل در دهانه درزه (عمق 86 متر و با فاصله 3.8 متر از بالادست سد) در تحلیل J-6



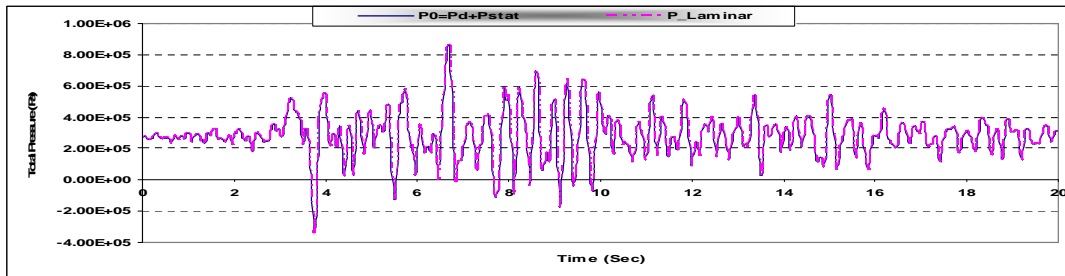
شکل 10 مقایسه توزیع فشار کل (المان درزه 27 و گره 200) با روابط جریان لایه ای و آشفته در تحلیل J-6



شکل 11 توزیع فشار کل (المان درزه 27 و گره 128) در مقایسه با فشار کل در دهانه درزه (عمق 86 متر و با فاصله 7.6 متر از بالادست سد) در تحلیل J-6

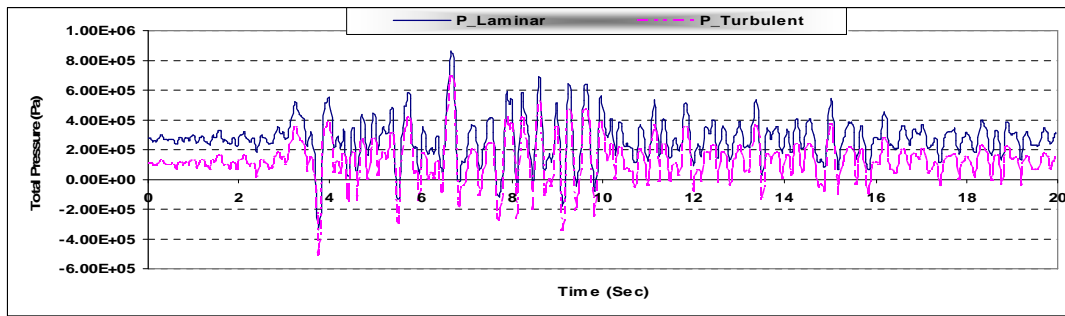


شکل 12 مقایسه توزیع فشار کل (المان درزه 27، گره 200) با روابط جریان لایه ای و آشفته در تحلیل J-6

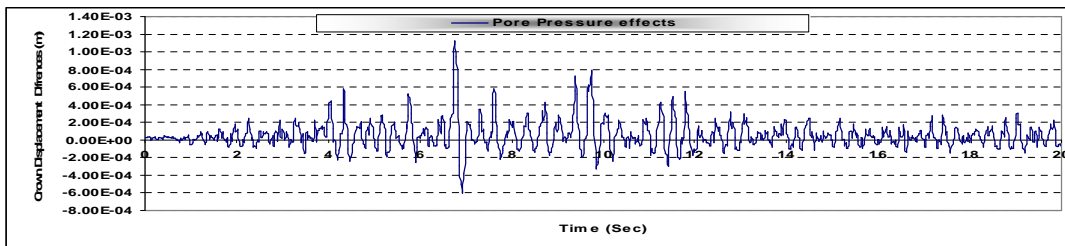


شکل 13 توزیع فشار کل داخل المان درزه 1 و گره 175 در مقایسه با فشار کل در دهانه درزه (عمق 28 متر و با فاصله 2 متر از بالادست

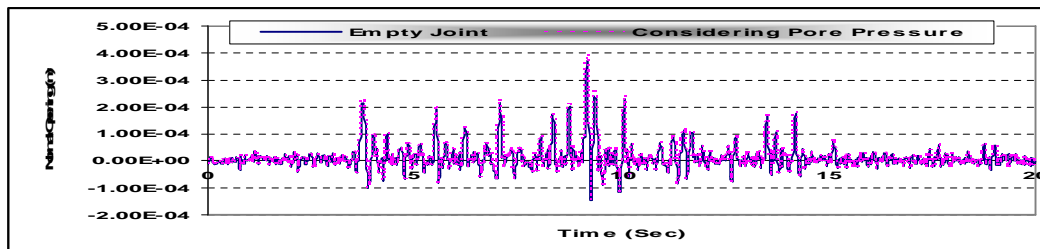
سد) در تحلیل J-6



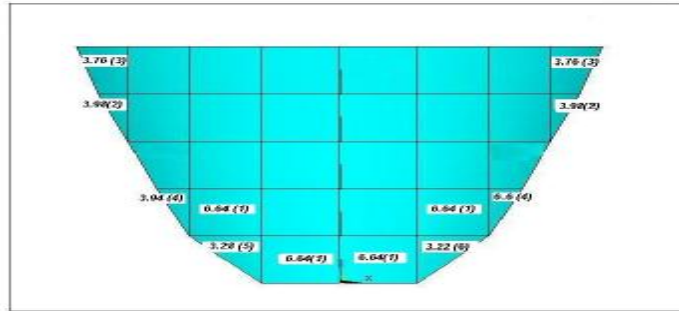
شکل 14 مقایسه توزیع فشار کل داخل المان درزه المان درزه 1 و گره 175 با روابط جریان لایه ای و آشفته در تحلیل J-6



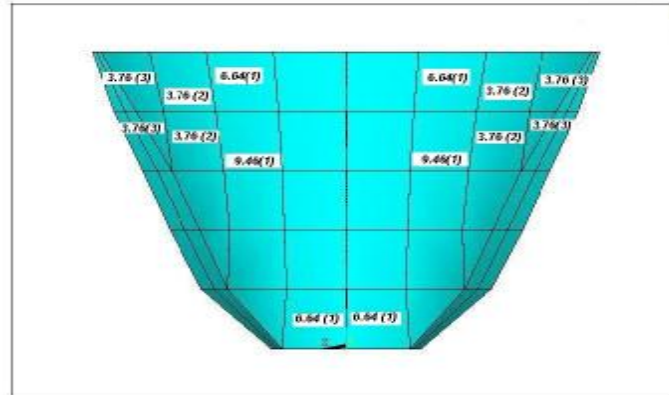
شکل 15 تاریخچه زمانی تفاضل جابجائیهای تاج در تحلیلهای J-17 و J-19



شکل 16 مقایسه تاریخچه زمانی بازشدگی نورمال المان درزه 23 (گرههای 52 و 510 از المان درزه 23) در تحلیلهای J-17 و J-19

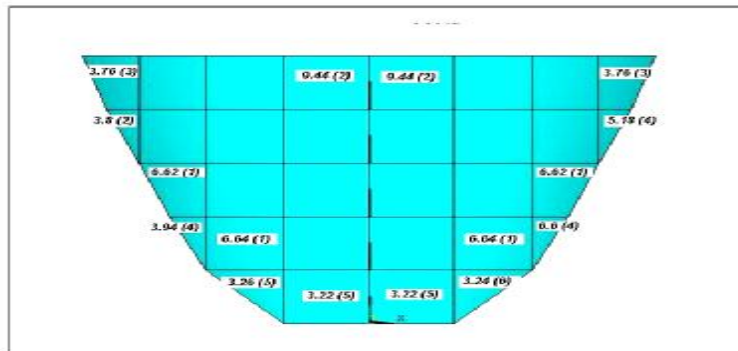


بالادست

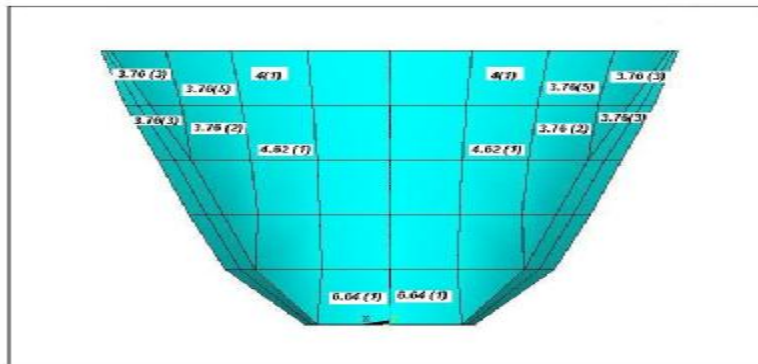


پایین دست

شکل 17 موقعیت المانهای ترک خورده به همراه زمان تسلیم در تحلیل غیر خطی مادی با احتساب فشار آب منفذی J-15-3



بالادست



پایین دست

شکل 18 موقعیت المانهای ترک خورده به همراه زمان تسلیم در تحلیل غیر خطی مادی بدون احتساب فشار آب منفذی J-15

5- خلاصه و نتیجه گیری

ü در این مقاله یک مدل و الگوریتم مناسب برای احتساب فشار آب منفذی هیدرودینامیکی توسعه یافته در درزه های باز در حین زلزله در تحلیل‌های غیرخطی با احتساب رفتار غیرخطی درزه ها و اندرکنش دینامیکی سد و مخزن ارائه شده است.

ü تحلیل غیرخطی لحاظ شده در این تحقیق شامل مدلسازی رفتار غیرخطی درزه ها و مدلسازی رفتار غیرخطی مادی با دیدگاه ترک پخشی چرخشی می باشد.

ü یک مدل درزه ترک گسسته ساده شده شامل الگوریتم رفتاری المان و الگوریتم محاسبات تنش به روش صریح ارائه شد. مدل انتخابی دارای ویژگیهای زیر می باشد: توانایی مدلسازی شکست کششی و برشی درزه ها ، توانایی مدلسازی رفتار کلیدهای برشی ، استفاده از توابع خسارت درزه برای مدلسازی رفتار نرم شوندگی

ü رفتار غیرخطی مادی با دیدگاه ترک پخشی چرخشی مدل شده است. ویژگیهای این مدل شامل : مدلسازی رفتار قبل از ترک خوردگی، معیار مناسب برای شروع نرم شوندگی، حفظ انرژی شکست، مدلسازی رفتار نرم شوندگی (مدلسازی مودهای سه گانه شکست کششی و برشی)، معیاری برای باز و بسته شدن ترک (بارگذاری باربرداري مجدد)، احتساب تأثیرات نرخ کرنش در بارگذاریهای دینامیکی و احتساب مدل میرایی مناسب در بارگذاریهای دینامیکی می باشد.

ü تحلیل دینامیکی غیرخطی سدهای بتنی قوسی با احتساب فشار آب منفذی توسعه یافته در درزه های باز در حین بارگذاری زلزله در این مقاله ارائه شده است. بعد از بررسی مدل‌های مختلف مدل ساده ای که توانایی منظور کردن باز و بسته شدن درزه، احتساب جبهه نفوذ آب داخل ترک و قابلیت کاربرد در المانهای درزه را داشته باشد، انتخاب و در تحلیل غیرخطی دینامیکی سدهای بتنی قوسی به کار گرفته شد.

ü برای اعمال الگوریتمهای فوق در تحلیل سدهای بتنی قوسی برنامه المان محدود GFEAP توسعه یافته است. برنامه به صورت شی گرا در قطعات و زیربرنامه های متعدد مجزا نگاشته شده و مدل‌های به کار رفته در آن با مثال‌های معتبر متعددی اجرا شده و با نتایج مراجع معتبر صحت سنجی شده اند.

ü نتایج تحلیلها نشان می دهند که فشار آب هیدرودینامیکی توسعه یافته داخل درزه های باز در حین بارگذاری دینامیکی زلزله می تواند به عنوان یکی از بارهای جدی مورد ارزیابی قرار گیرد. احتساب این پارامتر منجر به افزایش بازشدگی درزه ها ، افزایش تغییر مکان کلی سد و تغییر ملایم الگوی ترک خوردگی سد می شود. در تحلیل سد ماروپوینت ، احتساب فشار های هیدرودینامیکی باعث افزایش جزئی تغییر مکان سد در راستای رود (حدود 1.5 درصد)، کاهش تنشهای قوس در تاج سد و از بین رفتن امکان ترک کششی در این قسمت گردید.

6-مراجع

- [1] Dewey,R.R, Reich,R.W.,Sauma,V.E., "Uplift modeling for fracture mechanics analysis of concrete dams", Journal of Structural Engineering,Vol.120,No.10,PP.3025-3044,(1994)
- [2] Slowik,V., Saouma,V.E." Water pressure in propagating concrete cracks", Journal of Structural Engineering, Vol.129, No.2 (2000)
- [3] Reich,R.,Bruhwiler,E.,Slowik,V.,Sauma,V." Experimental and computational aspects of a water/fracture interaction", Dam Fracture and Damage, Bourdarot, Mazars, Sauma (eds) Balkema, (1994)
- [4] ICOLD." Earthquake analysis for dams", Bulletin 52, Paris, (1986)
- [5] USBR." Design of small dams", (1987)
- [6] FERC," Engineering guidelines for the evaluation of hydropower projects, Chapter 11- Arch Dams", (1990)
- [7] USACE." Engineering and Design, Gravity Dams", EM 1110-2-2200,D.C.USA, (1995)
- [8] CDSA (Canadian Dam Safety Association)" Dam Safety Guidelines and Commertaries", Edmonton, Alberta, Canada, (1997)
- [9] Hall,J.,F." Efficient nonlinear seismic analysis of arch dams", Earthquake Engineering and Structural Dynamics,27,,PP.1425-1444, (1998)
- [10] Zhang,H., Omachi,T." 2 Dimensional analysis of seismic cracking in concrete Gravity Dams", Dam Engineering JSDE,Vol.8 pp. 83-101, (1998)

- [11] Omachi,T.,Zhang,H.” Experimental study of hydrodynamic pressure inside narrow cavities”, Dam Engineering JSDE,Vol.8 pp. 35-40, (1998)
 - [12] Tinawi,R., Guaziani,L.” Formulation of hydrodynamic pressure in cracks due to earthquake in concrete dams”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics,Vol.23,PP.699-715,(1994)
 - [13] Slowik,V., Saouma,V.E.“ Water pressure in propagating concrete cracks”, Journal of Structural Engineering, Vol.129, No.2 (2000)
 - [14] Javanmardi,F., Leger,P., Tinawi,R.“ Seismic structural stability of concrete gravity dams considering transient uplift pressures in cracks”, Engineering Structural, Vol.27, PP.616-628 (2005)
 - [15] Javanmardi,F., Leger,P., Tinawi,R.“ Numerical modeling and experimental validation of seismic uplift pressure variation in cracked concrete dams”, 12,th World Conference of Earthquake Engineering, Vancouver ,B.C. Canada (2005)
 - [16] Ahmadi,M.T., Izadinia, M.,Bachmann, H.” A discrete crack joint model for nonlinear dynamic analysis of concrete arch dam”, Computers, Structures, 79, PP.403-420, (2001)
 - [17] Beer,G.” An isoperimetric joint/interface element for finite element analysis”, International Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol.21 PP585-600 (1985)
 - [18] Moradloo,J.” Nonlinear Dynamic Analysis of Arch Concrete Dams” 14 World Conference of Earthquake Engineering , Beijing , China 2008
 - [19] Moradloo,J.” Nonlinear Dynamic Analysis of Arch Concrete Dams Considering Large Displacements” PhD thesis , Tarbiat Modares University , 2005
 - [20] Moradloo,J.” Nonlinear Dynamic Analysis of Arch Concrete Dams Considering Joint Nonlinearity” IRCOLD , Workshop of Dynamic Analysis of Concrete Dam,2009
-