مهندسی عمران شریف
دوره‌ی ۲-۲۸، شماره‌ی ۴، ص. ۸۳-۹۳

Original Article

اثر زلزله بر گسترش ترک منفرد در سد سفیدرود با استفاده از روش المان مرزی دوگانه‌ی چند دامنه

بابک امیدوار* **(استادیار)**
دانشکده‌ی محیط زیست، دانشگاه تهران

اسدا... نورزاد (استاد)

محمد رحیمیان (استاد)

علیرضا صناعی‌ها (دانشجوی دکتری)
دانشکده‌ی فنی، دانشگاه تهران

bomidvar@ut.ac.ir
noorzad@ut.ac.ir
rahimian@ut.ac.ir
sanaeiha@ut.ac.ir

در این نوشتار با استفاده از رویکرد مکانیک شکست دینامیکی، اثر زلزله بر گسترش ترک در سد سفیدرود بررسی شده است، و در آن با معرفی معادلات انتگرال مرزی تغییرمکان و بردار تنش، از ترکیب روش المان مرزی چنددامنه و روش المان مرزی دوگانه در فضای زمانی برای مدل‌کردن هندسه‌ی پیچیده‌ی سد پشت‌بنددار سفیدرود استفاده شده و گسترش ترک در پایه‌ی شماره‌ی ۱۵ سد مذکور در اثر زلزله مورد تحلیل قرار گرفته است. کاربرد هم‌زمان روش المان مرزی چنددامنه و روش المان مرزی دوگانه باعث می‌شود که مدل‌سازی قسمت‌های مختلف بدنه‌ی سد و ردیابی مسیر گسترش دینامیکی ترک با درنظرگرفتن مفاهیم مکانیک شکست را بتوان به‌راحتی انجام داد. همچنین با گسترش ترک، فقط المان‌های جدید به المان‌های قبلی اضافه می‌شود که این امر باعث کاهش زمان و هزینه‌ی محاسباتی می‌شود. سناریوهای مختلفی برای محل ترک اولیه از نظر طول و تراز آن در جدار پایین‌دست بدنه در نظر گرفته شده است. نتایج حاصل از این تحقیق دوبعدی در همان محدوده‌ی ترک‌های مشاهده‌شده در بدنه‌ی سد در اثر زلزله قرار دارد. برای حصول تطابق کامل مسیر گسترش ترک‌های پیش‌بینی‌شده با ترک‌های واقعی سد استفاده از مدل‌های سه‌بعدی پیشنهاد می‌شود.

واژگان کلیدی: سد سفیدرود، گسترش دینامیکی ترک منفرد، روش المان مرزی دوگانه، روش المان مرزی چنددامنه، فضای زمانی، مکانیک شکست دینامیکی.

۱. مقدمه

روش رایج ارزیابی ایمنی سدها مبتنی بر این عقیده است که اگر سدی درمقابل زلزله براساس مقاومت کششی صفر طراحی شود، ایمن خواهد بود و لزومی برای به‌کارگیری روش‌های پیچیده نظیر مکانیک شکست دینامیکی[۱] نیست. این روش بدون کشش طرح، معادل تحلیل کشسانی - خمیری با معیار جاری‌شدنی است که حد جاری‌شدن کششی بتن صفر در نظرگرفته شود (معیار رانکین[۲] یا معیار موهرکولمب). همچنان‌که در پژوهشی نشان داده شده است، هیچ‌گونه تضمینی برای ایمن‌بودن این‌گونه طرح‌ها وجود ندارد.[۱]

سازه‌های بزرگ بتنی غیرمسلح نظیر سدهای بتنی به‌دلایل مختلفی مانند تنش‌های قابل‌ملاحظه‌ی حرارتی و جمع‌شدگی، درزهای ساختمانی ضعیف، حرکات متفاوت در پی و پایه‌های کناری و ارتعاشات ناشی از زلزله، مستعد ترک‌خوردن هستند. همان‌طور که ذکر شد، در بیشتر روش‌های مبتنی بر ناچیز فرض‌کردن مقاومت کششی، نمی‌توان نتایج حاصل از بروز ترک و مؤثربودن روش‌های تعمیر را بررسی کرد؛ ولی با استفاده از مکانیک شکست خطی می‌توان با دقت بالایی به بررسی و مطالعه‌ی بروز ترک‌های اولیه، ایمنی سدهای ترک‌خورده، پایداری و امکان گسترش مجدد ترک تحت بارگذاری زلزله و مؤثربودن روش‌های اصلاح سد ترک‌خورده پرداخت. برای بررسی تاریخچه‌ی رشد ترک و شکل آن در بالادست و پایین‌دست یک سد قوسی بتنی با انحنای مضاعف (سد کلنبرین[۳] در اتریش)، تحلیل استاتیکی شکست در حالت مود مرکب مکانیک شکست خطی انجام و تاریخچه‌ی گسترش ترک و تئوری‌های توجیه‌کننده‌ی آن با استفاده از مکانیک شکست و تحلیل براساس روش المان محدود بررسی و تفسیر شده است.[۲و۳] همچنین با استفاده از مکانیک شکست، روشی برای بررسی شکست سدهای وزنی بتنی با استفاده از روش المان مرزی چنددامنه ارائه شده است که در آن مسئله‌ی بسته‌شدن ترک توسط بار ضربه‌یی در نقاط تماس مدل شده است، و این اولین پژوهشی است که در آن روش عددی برای بررسی مراحل گسترش ترک در اثر زلزله در

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۳۸۹/۶/۲۲، اصلاحیه ۱۳۹۰/۲/۱۱، پذیرش ۱۳۹۰/۳/۲۱.

Archive of SID

www.SID.ir

سدهای وزنی بتنی براساس مکانیک شکست کشسانی خطی و روش المان مرزی با استفاده از اصل جمع آثار مودهای مختلف حاصل از تحلیل دینامیکی ارائه شده است.[۴] یک مطالعه‌ی موردی نیز برای بررسی شکست لرزه‌یی سد کوینا[۴] در هند انجام شده است.[۵] در این بررسی از روش مطرح‌شده در مرجع ۴ استفاده شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، مطالعات و مقالات محدودی در مورد استفاده از مفاهیم مکانیک شکست برای بررسی لرزه‌یی سدهای بتنی ترک‌خورده وجود دارد.

این مطالعات مطرح‌شده دارای نقایص مختلفی است، مثلاً تحلیل گسترش ترک در سد بتنی دوقوسی کلنبرین فقط در حالت استاتیکی بررسی شده است و با توجه به استفاده از روش المان محدود منفرد، تغییر هندسه، محل گره‌ها، و اصلاح المان‌بندی هنگام گسترش ترک باعث زمان‌برشدن تحلیل‌ها می‌شود.[۲و۳] حساسیت نسبت به اندازه و بعد المان‌ها، ناتوانی در مدل‌کردن طبیعت منفرد نوک ترک و منظورنکردن تماس وجوه ترک از دیگر نقایص موجود در مطالعه‌ی سد کلنبرین است. در بررسی شکست لرزه‌یی سد کوینا،[۵] نیز به‌دلیل استفاده از روش المان مرزی چنددامنه باید مسیر گسترش ترک قبل از انجام تحلیل حدس زده شود و در این مسیر فرضی مرزهای مجازی در نظر گرفته شود. اعمال مرزهای مجازی در محل پیش‌فرض گسترش ترک علاوه‌بر اینکه بر تعداد درجات آزادی و حجم عملیات می‌افزاید، باعث بروز تقریب در پاسخ مسئله هم می‌شود. در پژوهشی هم که از روش المان محدود منفرد استفاده شده است، حساسیت مسئله به بعد المان‌ها باعث شده است که الگوریتم تغییر هندسه و المان‌بندی هنگام گسترش ترک بر پاسخ مسئله بسیار تأثیرگذار باشد.[۶]

همچنین در روش المان محدود به‌طور مکرر از المان‌های منفرد نوک ترک استفاده شده است.[۷و۸] کاربرد المان‌های مذکور در مسائل گسترش ترک مستلزم این است که المان‌بندی، منطبق بر مسیر گسترش ترک باشد که این فرایند اغلب المان‌بندی را سخت می‌کند. به‌علاوه متغیرهایی مانند تغییرمکان، تنش و کرنش باید در محل گره‌های جدید درگام‌های زمانی مختلف محاسبه شود.[۹و۱۰] در سال‌های اخیر برای غلبه بر ضعف روش المان محدود در المان‌بندی و المان‌بندی مجدد در مدل‌سازی مسائل ترک، بعضی‌تغییرات در روش المان محدود اعمال شده است. روش المان محدود توسعه‌یافته[۵] از روش‌هایی است که در آن توابع هویساید[۶] تعمیم‌یافته با توابع نوک ترک مجانبی در روش المان محدود یکی‌شده است و مدل‌سازی ترک بدون احتیاج به انطباق مش المان محدود بر ترک و همچنین المان‌بندی مجدد برای انتشار ترک انجام می‌شود.[۱۱] با ترکیب روش المان محدود و روش المان محدود مرزی مقیاس‌شده[۷] نیز به حل مسائل گسترش ترک در محیط‌های شکننده پرداخته شده است.[۱۲]

حل مسائل کشسانی ـ دینامیکی با روش المان مرزی معمولاً با روش‌های دامنه‌ی زمانی، تبدیل‌های لاپلاس یا فوریه، روش تقابل دوگانه[۸] و یا روش چنددامنه صورت می‌گیرد. در پژوهشی نیز محیط‌های ترک‌دار محدود با استفاده از روش چنددامنه در فضای زمانی بررسی و در آن فرض شد که بردارهای تنش درگام زمانی ثابت بوده و تغییرمکان‌ها نسبت به زمان خطی است؛ و ضرایب شدت تنش دینامیکی با استفاده از بازشدگی ترک محاسبه شد.[۱۳] همچنین در پژوهشی دیگر، فرمول‌بندی ناپیوستگی تغییرمکانی در دامنه‌ی زمانی برای مسائل دو بعدی ارائه شده است.[۱۴]

در کاربرد روش تبدیل لاپلاس برای مسئله‌ی ترک نیز ترک‌های دوکی‌شکل در محیط کشسانی بی‌نهایت که در سطح ترک در معرض بارگذاری هارمونیک و ضربه‌یی قرار داشتند، بررسی شده‌اند،[۱۵] و با روشی مشابه روش فوق نیز به محاسبه‌ی ضرایب شدت تنش دینامیکی پرداخته شده است.[۱۶] در چندین پژوهش هم برای مسائل دوبعدی، فرمول‌بندی المان مرزی دوگانه‌ی تبدیل لاپلاس،[۱۷و۱۸] فرمول‌بندی تبدیل لاپلاس رابطه‌ی ناپیوستگی تغییرمکان و تنش مجازی برای مسائل دوبعدی و سه‌بعدی،[۱۹و۲۰] تبدیل فوریه برای تحلیل ترک در صفحه‌ی نامحدود، در نیم‌صفحه و در دامنه‌ی محدود،[۲۱] و روش تقابل دوگانه برای بررسی مسائل ترک متقارن استفاده شده است.[۲۲] همچنین فرمول‌بندی المان مرزی دوگانه برای مسائل دینامیکی با استفاده از روش تقابل دوگانه ارائه و با استفاده از روش بازشدگی ترک و روش انتگرال J، ضرایب شدت تنش برای مسائل مود مرکب محاسبه،[۲۳و۲۴] و فرمول‌بندی المان مرزی دوگانه در فضای زمانی نیز برای ترک‌های پایدار در محیط دوبعدی ارائه شده است.[۲۵]

در اولین تلاش برای مدل‌سازی گسترش ترک از روش المان مرزی و به‌طور اتوماتیک در شرایط مود مرکب برای مسائل دوبعدی و برای محاسبه‌ی گسترش ترک از روش چنددامنه همراه با معیار تنش محیطی بیشینه استفاده شده است.[۲۶] توسعه‌ی این روش چنددامنه به مسائل سه‌بعدی،[۲۷] و نیز به مسائل گسترش دینامیکی ترک صورت گرفته است.[۲۸] در چندین پژوهش هم کاربرد روش المان مرزی دوگانه در تحلیل گسترش ترک در مود مرکب، در مسائل دوبعدی و سه‌بعدی استاتیکی مکانیک شکست خطی ارائه شده است،[۲۹-۳۱] به‌طوری که در هرگام از گسترش ترک، روش المان مرزی دوگانه در یک تجزیه و تحلیل تک‌دامنه صورت گرفته و انتگرال J برای محاسبه‌ی ضرایب شدت تنش محاسبه شده است.[۲۹] همچنین روش المان مرزی دوگانه در دامنه‌ی زمانی برای تحلیل گسترش سریع ترک در حالت مود مرکب،[۳۲] و تحلیل گسترش دینامیکی ترک و تماس سطوح آن به‌طور هم‌زمان با استفاده از روش المان مرزی یک‌دامنه انجام شده است.[۳۳]

در چندین پژوهش دیگر نیز خصوصیات کلی روش‌های المان مرزی استفاده‌شده در تحلیل سازه‌های ترک‌دار (روش زیردامنه، روش ناپیوستگی تغییرمکانی، روش تقابل دوگانه) با هم مقایسه،[۳۴] و یا با استفاده از تابع گرین عددی و معیار انرژی کرنشی کمینه به مدل‌سازی گسترش ترک در حالت شبه‌استاتیکی با استفاده از روش المان مرزی پرداخته شده است و مسیر گسترش ترک در حالت مکانیک شکست خطی در محیط‌های دوبعدی به‌دست آمده،[۳۵] و یا مسئله‌ی کج‌شدن ترک در سطح مشترک مصالح مختلف با استفاده از روش المان مرزی چنددامنه در محیط دوبعدی مدل‌سازی عددی شده است.[۳۶]

در این نوشتار، پایداری سد بتنی ترک‌خورده‌ی سفیدرود تحت اثر بارهای زلزله با مفاهیم مکانیک شکست و با استفاده از ترکیب روش‌های عددی المان مرزی دوگانه[۹] و چنددامنه[۱۰] بررسی شده است. استفاده از روش المان مرزی دوگانه در فضای زمانی باعث می‌شود که منطقه‌ی ترک‌خورده را فقط با یک دامنه بتوان مدل کرد، به‌طوری‌که از معادلات انتگرالی مستقل تغییرمکان و بردار تنش برای سطوح مقابل هم در ترک استفاده می‌شود و درنتیجه مسئله‌ی مدل‌کردن سطوح ترک بسیار آسان می‌شود و دیگر لازم نیست قبل از انجام تحلیل، مسیر گسترش ترک حدس زده شود و یا در هنگام گسترش ترک شبکه‌ی المان‌های قبلی تغییر کند، بلکه فقط اضافه‌کردن المان‌های جدید به المان‌های قبلی در نقطه‌ی گسترش ترک لازم است. در این نوشتار، با به‌کارگیری روش المان مرزی دوگانه، ناحیه‌ی ترک‌خورده‌ی سد سفیدرود در یک دامنه مدل شده است و سایر مناطق ترک‌نخورده‌ی بدنه‌ی سد نیز با استفاده از روش المان مرزی چنددامنه، به‌صورت زیردامنه‌های مجزا مدل شده است. به این ترتیب تحلیل دینامیکی گسترش ترک در بدنه‌ی سد به‌راحتی و به‌طور اتوماتیک صورت گرفته است. مسئله‌ی تماس وجوه ترک با به‌کارگیری الگوریتمی کارا و با اعمال معادلات شرط با استفاده از روش تراکم استاتیکی در نظر گرفته شده است.

Archive of SID

www.SID.ir

۲. فرمول‌بندی ترکیب روش المان مرزی دوگانه و المان مرزی چنددامنه در فضای زمانی

مسئله‌ی گسترش و پیشرفت ترک در محیط و تماس وجوه آن باعث غیرخطی‌شدن مسئله می‌شود و بنابراین در این نوشتار تحلیل گسترش دینامیکی ترک در بدنه‌ی سد در فضای زمانی بررسی شده است. معادله‌ی حاکم برای یک جسم کشسان، همگن، و ایزوتروپ با میدان تغییرمکان دینامیکی دارای دامنه‌ی کوچک $\mathbf{u}_i(x,t)$ را می‌توان به‌صورت رابطه‌ی ۱ نوشت:

$$\left(c_1^2-c_2^2\right)\mathbf{u}_{j,ij}(x,t)+c_2^2\mathbf{u}_{i,jj}\left(x,t\right)+\mathbf{b}_i\left(x,t\right)-\frac{\partial^2\mathbf{u}_i\left(x,t\right)}{\partial t^2}=0 \qquad (1)$$

که در آن $\mathbf{b}_i\left(x,t\right)$ نیروی حجمی و c_1 و c_2 به‌ترتیب سرعت انتشار امواج فشاری و برشی است. دامنه V با سطح مرزی Γ را درنظر بگیرید. تغییرمکان در نقطه‌ی مرزی x' را در زمان t در غیاب نیروهای حجمی و با فرض شرایط اولیه‌ی صفر به‌وسیله قضیه‌ی تقابل دینامیکی گرافی[۳۷] به‌صورت رابطه‌ی انتگرالی ۲ می‌توان نشان داد:[۳۸]

$$0.5\mathbf{u}_i\left(x',t\right)=\int_\Gamma\int_0^t\left[\mathbf{U}_{ij}\left(x,t;x',\tau\right)\mathbf{t}_i\left(x,\tau\right)\right]d\tau d\Gamma(x)-\int_\Gamma\int_0^t\left[\mathbf{T}_{ij}\left(x,t;x',\tau\right)\mathbf{u}_i\left(x,\tau\right)\right]d\tau d\Gamma(x) \qquad (2)$$

هسته‌های $\mathbf{U}_{ij}\left(x,t;x',\tau\right)$ و $\mathbf{T}_{ij}\left(x,t;x',\tau\right)$ پاسخ‌های اساسی[۱۱] در محیط نامحدودند،[۴۰] و به‌ترتیب تغییرمکان و بردار تنش را در نقطه‌ی دامنه‌ی x در زمان t در اثر بار واحد اعمال‌شده در نقطه‌ی چشمه‌ی x' در زمان قبلی τ نمایش می‌دهند. در این نوشتار، از معادله‌ی انتگرال مرزی تغییرمکان ۲ برای نوشتن معادلات تعادل در سطوح مرزی خارجی زیردامنه‌ها و در یکی از وجوه ترک استفاده شده است.

با استفاده از روابط تنش ـ‌کرنش و قانون بنیادی ماده (قانون هوک) می‌توان معادله‌ی انتگرالی مستقل دیگری را برای استفاده در وجه دیگر ترک از معادله‌ی ۲ به‌دست آورد. معادله‌ی انتگرالی بردار تنش[۱۲] عبارت است از (مرز Γ در نقطه‌ی مرزی x' هموار فرض شده است):[۳۲]

$$0.5\mathbf{t}_j\left(x',t\right)=-\mathbf{n}_i(x')\int_\Gamma\int_0^t\left[\mathbf{T}_{kij}\left(x,t;x',\tau\right)\mathbf{u}_k\left(x,\tau\right)\right]d\Gamma(x)+\mathbf{n}_i(x')\int_\Gamma\int_0^t\left[\mathbf{U}_{kij}\left(x,t;x',\tau\right)\mathbf{t}_k\left(x,\tau\right)\right]d\Gamma(x) \qquad (3)$$

که در آن $\mathbf{U}_{kij}$ و $\mathbf{T}_{kij}$ پاسخ‌های اساسی معادله‌ی انتگرال مرزی تنش در محیط نامحدودند.[۳۲]

بعد از جزء‌بندی‌کردن زمان و مکان، معادلات انتگرال مرزی تغییرمکان و بردار تنش به‌صورت رابطه‌های ۴ و ۵ در می‌آیند:[۳۲]

$$\frac{1}{2}\mathbf{u}_i^{\ln}=\sum_{m=1}^{M}\sum_{p=1}^{P}\sum_{n=1}^{N}\sum_{q=1}^{Q}\left\{\begin{array}{l}\mathbf{t}_i^{mpnq}\int_{-1}^{1}\left[\int_{\tau^{n-1}}^{\tau^n}\mathbf{U}_{ij}^{\ln}\left(\zeta,\tau\right)M^q\left(\tau\right)d\tau\right]N^p\left(\zeta\right)J^m\left(\zeta\right)d\zeta\\-\mathbf{u}_i^{mpnq}\int_{-1}^{1}\left[\int_{\tau^{n-1}}^{\tau^n}\mathbf{T}_{ij}^{\ln}\left(\zeta,\tau\right)M^q\left(\tau\right)d\tau\right]N^p\left(\zeta\right)J^m\left(\zeta\right)d\zeta\end{array}\right\}$$
$$l=1,2,\ldots,L_1 \qquad (4)$$

$$\frac{1}{2}\mathbf{t}_j^{\ln}=\mathbf{n}_i^{l}\sum_{m=1}^{M}\sum_{p=1}^{P}\sum_{n=1}^{N}\sum_{q=1}^{Q}\left\{\begin{array}{l}\mathbf{t}_k^{mpnq}\int_{-1}^{1}\left[\int_{\tau^{n-1}}^{\tau^n}\mathbf{U}_{kij}^{\ln}\left(\zeta,\tau\right)M^q\left(\tau\right)d\tau\right]N^p\left(\zeta\right)J^m\left(\zeta\right)d\zeta\\-\mathbf{u}_k^{mpnq}\int_{-1}^{1}\left[\int_{\tau^{n-1}}^{\tau^n}\mathbf{T}_{kij}^{\ln}\left(\zeta,\tau\right)M^q\left(\tau\right)d\tau\right]N^p\left(\zeta\right)J^m\left(\zeta\right)d\zeta\end{array}\right\}$$
$$l=1,2,\ldots,L_2 \qquad (5)$$

که در آن‌ها L_1 و L_2 به‌ترتیب تعداد نقاط روی‌هم‌گذاری برای معادلات تغییرمکان و بردار تنش هستند، به‌طوری که $L_1+L_2=L$ است و در آن L تعداد کل گره‌هاست. J^m دترمینان ژاکوبین المان mاُم و ζ مختصه‌ی محلی ($-1\leq\zeta\leq 1$) است. M، N، P و Q به‌ترتیب تعداد المان‌های مرزی، تعداد کل گام‌های زمانی، تعداد گره‌ها در هر المان، و تعداد گره‌های زمانی در هرگام هستند. همچنین $M^q(\tau)$ و $N^p(\zeta)$ به‌ترتیب توابع انترپولاسیون زمانی مربوط به گره‌ی زمانی qاُم و توابع شکلی مکانی مربوط به گره‌ی مکانی pاُم است. در این نوشتار المان‌های سه‌گرهیی پیوسته و ناپیوسته درنظرگرفته شده است. در مسائلی که شرایط مرزی زمان به‌صورت پرش ناگهانی ظاهر می‌شوند، مانند انتشار امواج، نوع ترکیبی تغییرات زمانی نتیجه‌ی بهتری می‌دهد. بنابراین در این فرمول‌بندی در هرگام زمانی، بردار تنش ثابت فرض می‌شود، در حالی‌که تغییرات تغییرمکان خطی فرض می‌شود.

حل عددی مسئله‌ی کلی ترک در مود مرکب را با توجه به‌وجود انتگرال‌های زمانی و مکانی بعد از جزء‌بندی زمان و مکان و انجام انتگرال‌گیری‌های لازم می‌توان به‌دست آورد.[۳۹] بعد از المان‌بندی مرز و انتگرال‌گیری، معادله‌ی ماتریسی رابطه‌ی ۶ حاصل می‌شود:

$$[\mathbf{F}]^{NN}\{\mathbf{u}\}^N=[\mathbf{G}]^{NN}\{\mathbf{t}\}^N+\sum_{n=1}^{N-1}\left([\mathbf{G}]^{Nn}\{\mathbf{t}\}^n-[\mathbf{F}]^{Nn}\{\mathbf{u}\}^n\right) \qquad (6)$$

که در آن $\{\mathbf{u}\}^N$ و $\{\mathbf{t}\}^N$ شامل مقادیر گره‌یی تغییرمکان‌ها و بردارهای تنش درگام زمانی Nاُم هستند. ماتریس‌های تأثیر $[\mathbf{F}]^{Nn}$ و $[\mathbf{G}]^{Nn}$ به پاسخ‌های اساسی و توابع انترپولاسیون بستگی دارند. بالانویس Nn بر این نکته تأکید دارد که ماتریس به تفاضل بین گام‌های زمانی N و n بستگی دارد. ستون‌های ماتریس‌های $[\mathbf{F}]^{NN}$ و $[\mathbf{G}]^{NN}$ با توجه به شرایط مرزی جابجا می‌شود تا ماتریس‌های $[\mathbf{A}]^{NN}$ و $[\mathbf{B}]^{NN}$ حاصل شود. ماتریس $[\mathbf{A}]^{NN}$ در بردار مجهولات تغییرمکان و بردار تنش $\{x\}^N$ ضرب می‌شود و ماتریس $[\mathbf{B}]^{NN}$ در بردار مقادیر مرزی معلوم $\{y\}^N$ ضرب می‌شود (رابطه‌ی ۷):

$$[\mathbf{A}]^{NN}\{x\}^N=[\mathbf{B}]^{NN}\{y\}^N+\sum_{n=1}^{N-1}\left([\mathbf{G}]^{Nn}\{\mathbf{t}\}^n-[\mathbf{F}]^{Nn}\{\mathbf{u}\}^n\right) \qquad (7)$$

معادله‌ی ماتریسی ۷ را به فرم ساده‌تر معادله‌ی ۸ می‌توان نوشت:

$$[\mathbf{A}]\{x\}^N=\{f\}^N \qquad (8)$$

که در آن $\{f\}^N$ بردار معلومی است که اثر تاریخچه‌ی زمانی گام‌های قبلی را برگام فعلی و اثر بارگذاری‌های گام فعلی را شامل می‌شود (معادله‌ی ۹).

$$\{f\}^N=[\mathbf{B}]\{y\}^N+\sum_{n=1}^{N-1}\left([\mathbf{G}]^{Nn}\{\mathbf{t}\}^n-[\mathbf{F}]^{Nn}\{\mathbf{u}\}^n\right) \qquad (9)$$

Archive of SID
www.SID.ir

معادله‌ی ماتریسی ۹ باید گام به گام حل شود، تا مقادیر مجهول تغییرمکان و بردار تنش مرزی در هرگام حاصل شود. در مورد ترک‌های پایدار فقط لازم است ماتریس‌های متناظر با بیشینه‌ی تفاضل $N-n$ محاسبه شوند و بقیه‌ی ماتریس‌ها با توجه به خاصیت انتقال زمان در گام‌های قبل محاسبه شده‌اند و ماتریس‌های $[\mathbf{A}]^{NN}$ و $[\mathbf{B}]^{NN}$ فقط در گام اول محاسبه می‌شوند، زیرا در تمام گام‌ها یکی هستند و برای حل معادلات ۸ کافی است فقط در تکرار اول وارون $[\mathbf{A}]^{NN}$ محاسبه شود.

در انتهای هر گام با استفاده از مفاهیم مکانیک شکست می‌توان پایداری یا گسترش ترک را تشخیص داد. به این منظور ضرایب شدت تنش دینامیکی براساس بازشدگی سطوح ترک و یا انتگرال J محاسبه می‌شود. در حالت مود مرکب شکست لازم است که میدان‌های تغییرمکان و بردار تنش به مودهای متقارن و پادمتقارن تقسیم شود تا براساس آن‌ها ضرایب شدت تنش دینامیکی مودهای اول و دوم شکست محاسبه شود. سپس از مقایسه‌ی ضریب شدت تنش دینامیکی معادل و ضریب شدت تنش بحرانی یا طاقت شکست ماده، وضعیت ترک از لحاظ گسترش تعیین می‌شود.[۴۰] هنگام گسترش ترک، این مراحل انجام می‌شود:

الف) برای گسترش ترک براساس ضریب شدت، تنش دینامیکی فعلی و سرعت گسترش ترک محاسبه می‌شود.

ب) المان‌های جدید در نوک ترک رشدکننده اضافه می‌شوند، لذا در این حالت به تعداد گره‌های موجود اضافه می‌شود.

ج) ماتریس‌های $[\mathbf{G}]^{Nn}$ و $[\mathbf{F}]^{Nn}$ برای $n=۱$ براساس هندسه‌ی جدید محاسبه می‌شوند.

د) ماتریس‌های $[\mathbf{G}]^{Nn}$ و $[\mathbf{F}]^{Nn}$ برای $n=۲,...,N$ اصلاح می‌شوند. در این حالت به بعد ماتریس‌های $[\mathbf{G}]^{Nn}$ و $[\mathbf{F}]^{Nn}$ که در گام‌های قبل محاسبه شده‌اند، و سطرها و ستون‌های متناظر با المان‌های جدید و گره‌های جدید به آن‌ها اضافه می‌شوند. ماتریس $[\mathbf{A}]^{NN}$ بعد از اصلاح باید معکوس شود.

هـ) سیستم معادلات حل می‌شود و روند حل مسئله ادامه می‌یابد.

عبارت دوم در سمت راست معادله‌ی ۸، اثر تاریخچه‌ی بارگذاری در گام‌های قبلی بر گام فعلی است. نکته‌ی قابل توجه این است که هنگام گسترش ترک، گره‌های جدیدی به هندسه‌ی مرزی مسئله اضافه می‌شوند که در گام‌های قبلی این نقاط در داخل میدان قرار داشته‌اند. لزومی به محاسبه‌ی تغییرمکان و بردارهای تنش این نقاط در گام‌های قبلی نیست. این امر را به این صورت می‌توان توجیه کرد که اگر در سطوح جدید ایجادشده‌ی ترک در گام‌های قبل که ترک وجود نداشت، مرزهایی تعریف شود و دو سطح ترک به هم بسته شود؛ در این صورت در سیستم مختصات کلی تغییرمکان‌های گره‌های متناظر در دو مرز مجازی در نظرگرفته‌شده یکسان و بردارهای تنش آن‌ها مختلف‌العلامه‌اند. با توجه به این که نقاط متناظر روی دو وجه ترک دارای هندسه‌ی یکسان هستند، برای این گره‌ها ماتریس‌های $[\mathbf{G}]$ یکسان و ماتریس‌های $[\mathbf{F}]$ مختلف‌العلامه خواهند بود و با توجه به این که ماتریس‌های $[\mathbf{G}]$ در بردار $\{\mathbf{t}\}$ و ماتریس‌های $[\mathbf{F}]$ در بردار $\{\mathbf{u}\}$ ضرب می‌شود؛ بنابراین دو گره‌ی مقابل در مرزهای مجازی اثر یکدیگر را خنثی می‌کنند و درنتیجه احتیاجی به محاسبه‌ی تغییرمکان و بردار تنش در محل گره‌های جدید در گام‌های قبلی که هنوز ترک به این گره‌ها نرسیده است، نیست.

در روش المان مرزی چنددامنه، محیط به تعدادی زیردامنه تقسیم و در مرزهای مجاور، شرایط سازگاری تغییرمکان و بردار تنش اعمال می‌شود. این روش برای حالاتی که محیط دارای زیردامنه‌هایی با خصوصیات مادی مختلف باشد، کاربرد دارد؛ ضمن اینکه استفاده از آن برای جلوگیری از خطاهای عددی در محیط‌های با هندسه‌ی پیچیده الزامی است. در این نوشتار، با به‌کارگیری روش المان مرزی دوگانه، ناحیه‌ی ترک‌خورده‌ی اولیه‌ی سد سفیدرود در یک دامنه مدل شده است و سایر مناطق ترک‌نخورده‌ی بدنه‌ی سد نیز با استفاده از روش المان مرزی چنددامنه، به‌صورت زیردامنه‌های مجزا مدل شده است.

۳. تأیید نتایج ترک‌های گسترش‌یابنده

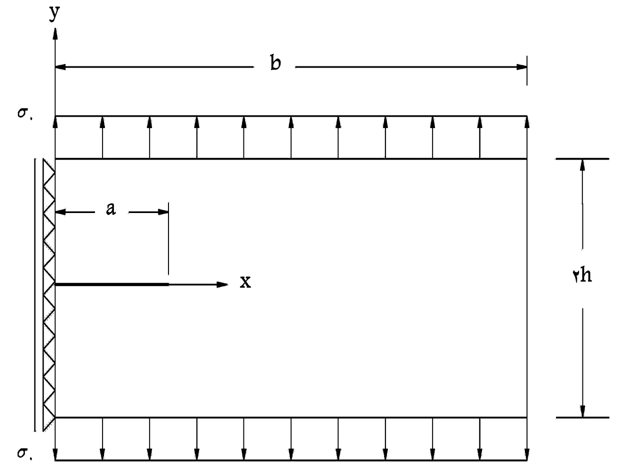
در این قسمت به‌منظور کنترل فرمول‌بندی‌های مربوط به گسترش ترک، مثال‌هایی مورد بررسی قرار می‌گیرد.

۱.۳. گسترش ترک لبه‌یی در صفحه‌ی مستطیل‌شکل

صفحه‌ی مستطیل‌شکل با ترک لبه‌یی شکل ۱ در قسمت‌های بالایی و پایینی تحت بارگذاری پله‌یی $\sigma_\circ = ۴۰\ \mathrm{MPa}$ (تابع زمانی هویساید) قرار گرفته است. ابعاد صفحه به این شرح است: عرض صفحه $b = ۵۲\ \mathrm{mm}$، ارتفاع صفحه $۲h = ۴۰\ \mathrm{mm}$ و طول اولیه‌ی ترک $a_\circ = ۱۲\ \mathrm{mm}$ است. مشخصات مصالح صفحه به این شرح است: مدول برشی $\mu = ۲۹/۴ \times ۱۰^۹\ \mathrm{Pa}$، جرم حجمی $\rho = ۲۴۵۰\ \mathrm{kgm^{-۳}}$، ضریب پواسون $\nu = ۰/۲۸۶$. فرض می‌شود که ترک تا زمان $t = ۴/۴\ \mu\mathrm{s}$ پایدار است و بعد از آن با سرعت ثابت $c = ۱۰۰۰\ \mathrm{ms^{-۱}}$ گسترش می‌یابد. مرز مسئله به ۵۶ المان مرزی تقسیم‌بندی و گام زمانی $۱\ \mu\mathrm{s}$ درنظرگرفته شده است. ضریب شدت تنش[۱۳] دینامیکی نسبت به $\sigma_\circ\sqrt{\pi a_\circ}$ بدون بعد شده است. ضریب شدت تنش دینامیکی بدون بعد در شکل ۲ نشان داده شده و با نتایج برخی از پژوهش‌ها[۳۲و۴۱] مقایسه شده است. از مقایسه‌ی نتایج به‌دست‌آمده و نتایج موجود صحت فرمول‌بندی گسترش ترک در این تحقیق تأیید می‌شود.

۲.۳. گسترش ترک لبه‌یی در صفحه‌ی مربع‌شکل

صفحه‌ی مربع‌شکل با ترک لبه‌یی را تحت بارگذاری‌های مختلف قرار می‌دهیم (شکل ۳).



شکل ۱. صفحه‌ی مستطیل‌شکل با ترک لبه‌یی تحت بارگذاری پله‌یی.

www.SID.ir

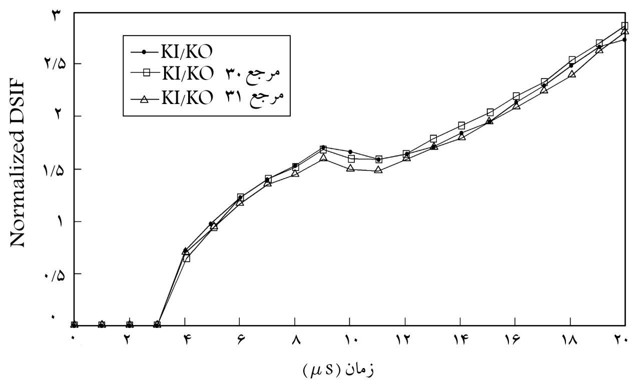
بارگذاری A: $\sigma_1 = 0, \quad \sigma_2 = \sigma_0$

بارگذاری B: $\sigma_1 = \sigma_0, \quad \sigma_2 = 0$

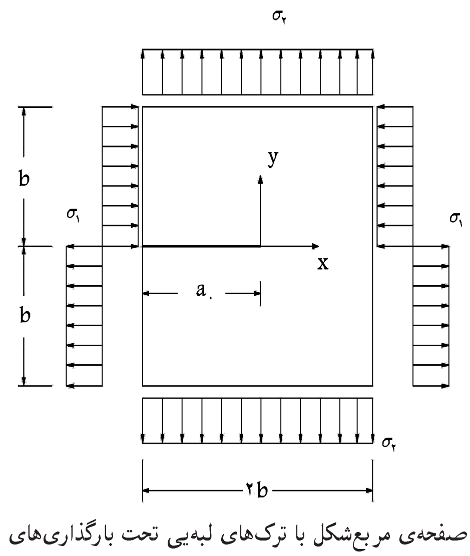
بارگذاری C: $\sigma_1 = \sigma_0, \quad \sigma_2 = \sigma_0$

تنش اعمال‌شده $\sigma_0 = 100$ MPa است. بعد صفحه‌ی مربع‌شکل $2b = 50$ mm و طول اولیه‌ی ترک $a_0 = 25$ mm و مشخصات مصالح به این شرح است: مدول کشسانی $E = 0.2 \times 10^{12}$ Pa، جرم حجمی $\rho = 8000$ kgm^{-3} و ضریب پواسون $\nu = 0.3$.

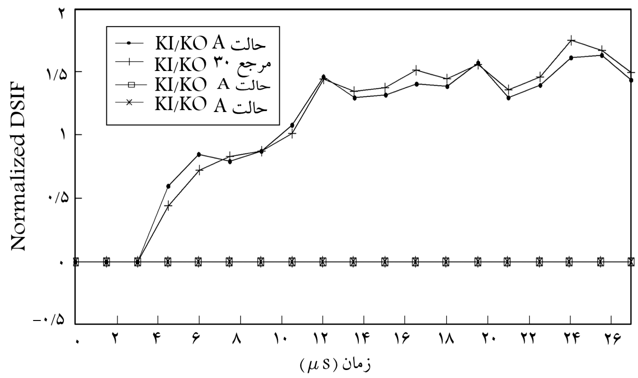
بارگذاری از لحاظ زمانی به‌صورت تابع هویساید است که از زمان صفر اعمال می‌شود و ثابت باقی می‌ماند. مرز اولیه به ۷۴ المان مرزی تقسیم‌بندی و گام زمانی ۱٫۵ μs در نظر گرفته شده است. ترک تا زمان $t < 6\ \mu s$ پایدار فرض شده است و بعد از آن با سرعت ثابت $c = 1000$ ms^{-1} گسترش می‌یابد. ضرایب شدت تنش نسبت به $K_0 = \sigma_0\sqrt{\pi a_0}$ بدون بعد شده و در شکل‌های ۴ تا ۶ ضرایب شدت تنش دینامیکی به‌دست آمده با نتایج تحقیق فدلینسکی[32] مقایسه شده است. همچنین در شکل ۷ مسیر گسترش دینامیکی ترک تحت بارگذاری‌های مختلف نشان داده شده و در مقایسه با تحقیق فدلینسکی نتایج این تحقیق تطابق خوبی با آن داشته است.



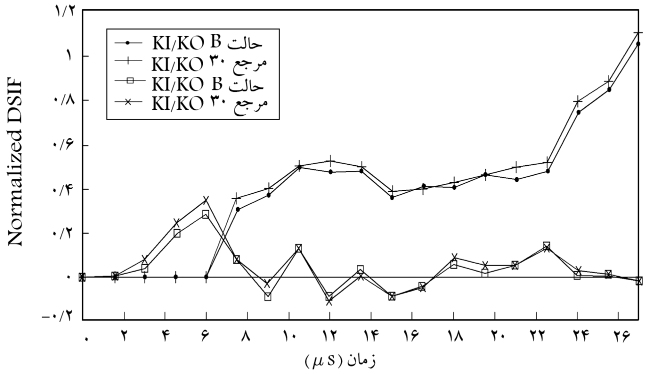
شکل ۲. ضریب شدت تنش دینامیکی بدون بعد برای ترک گسترش‌یابنده در صفحه‌ی مستطیل‌شکل.



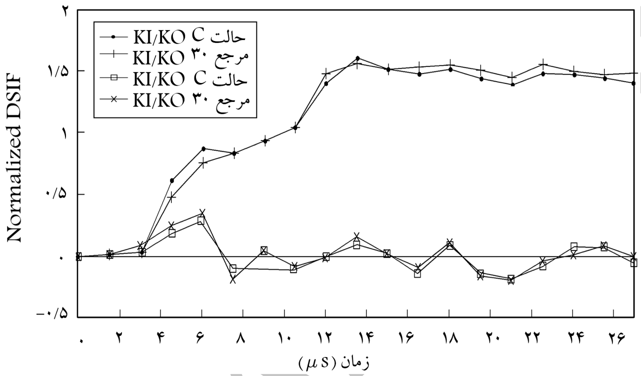
شکل ۳. صفحه‌ی مربع‌شکل با ترک‌های لبه‌یی تحت بارگذاری‌های مختلف.



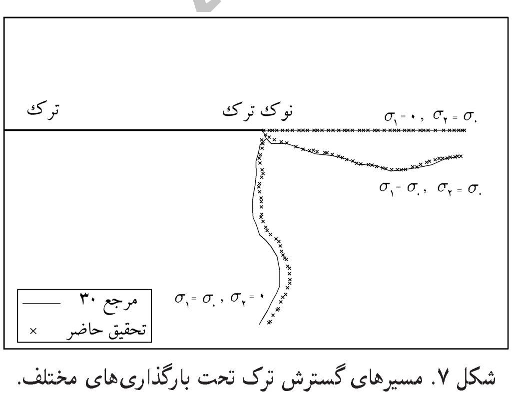
شکل ۴. ضرایب شدت تنش دینامیکی بدون بعد برای بارگذاری حالت A.



شکل ۵. ضرایب شدت تنش دینامیکی بدون بعد برای بارگذاری حالت B.



شکل ۶. ضرایب شدت تنش دینامیکی بدون بعد برای بارگذاری حالت C.



شکل ۷. مسیرهای گسترش ترک تحت بارگذاری‌های مختلف.

www.SID.ir

۴. سد بتنی پایه‌دار سفیدرود

سد بتنی پایه‌دار سفیدرود در منجیل، هشتاد کیلومتری جنوب رشت و ۱۰۰ کیلومتری دریای خزر، بر روی رودخانه‌ی قزل‌اوزن و شاهرود احداث شده است. هدف اصلی این طرح، آبیاری زمین‌های منطقه‌ی گیلان و تولید انرژی است. این سد در سال‌های ۱۳۳۷ تا ۱۳۴۱ ساخته شده و از نوع بتنی پایه‌دار غیرمسلح به ارتفاع ۱۰۶ متر با طول تاج ۴۳۵ متر و شامل ۷ بلوک وزنی و ۲۳ بلوک پایه‌دار است. این سد برای شتاب $0{,}25\,g$ به‌صورت شبه‌استاتیکی طراحی شده است.

در تاریخ ۳۱ خرداد ۱۳۶۹ زلزله‌ی مهیبی با بزرگی ۷٫۶ ریشتر در شمال ایران به‌وقوع پیوست و مرکز آن حدود ۱۰ کیلومتری محل سد در منطقه‌ی منجیل بود که با قربانیان زیادی به‌کلی ویران شد. متأسفانه هیچ‌گونه ابزاری جهت ثبت شتاب در محل سد وجود نداشت و نزدیک‌ترین شتاب‌نگار که حدود ۴۰ کیلومتری از محل سد واقع بود، شتاب بیشینه‌ی افقی اصلاح‌نشده برابر ۰٫۶۵ را ثبت کرد. لرزش شدید سبب ترک‌های زیادی در بسیاری از درزهای اجرایی بتنی در قسمت‌های فوقانی پایه‌ها شد. ترک‌های اصلی در پایه‌های میانی و در تراز بین ۲۵۸٫۲۵ و ۲۶۲٫۲۵ متر یعنی حدود ۱۴ تا ۱۸ متر زیر تاج سد در محل تغییر شیب در پایین‌دست قابل رؤیت بود.[۴۲-۴۴] پایه‌ی شماره‌ی ۱۵ که بیشترین خسارت را دیده بود، دارای دو ترک افقی a و e در تراز ۲۵۸٫۲۵ متر (زیر تغییر شیب جدار پایین‌دست) و ۲۶۲٫۵ متر بود که با ترک‌های مایل d و $b-c$ قطع شده بودند (شکل ۸). تراز کمینه‌ی پی ۱۷۰ متر بالاتر از سطح دریا قرار دارد.

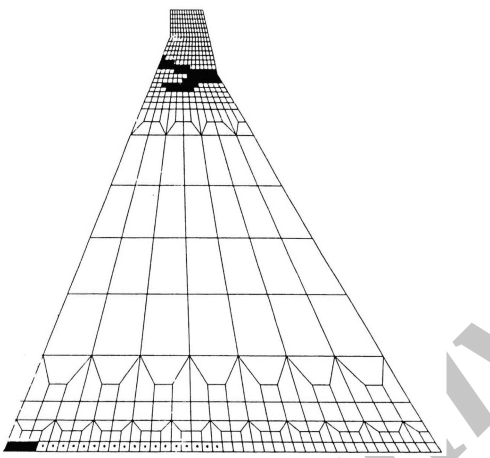
۱.۴. مرور تحقیقات گذشته بروی رفتار لرزه‌یی سد سفیدرود

رفتار دینامیکی سد پایه‌دار بتنی سفیدرود درمقابل زلزله مورد بررسی و ارزیابی قرار گرفت،[۴۴,۴۵] و با استفاده از روش المان محدود، رفتار دینامیکی پایه‌ی شماره‌ی ۱۵ که بیشترین خسارت را دیده بود، قبل و بعد از تعمیر مورد بررسی قرارگرفت. منحنی‌های هم‌تراز تنش‌های اصلی بیشینه در بدنه‌ی سد به‌دست آمدند و مشاهده شد که تنش کششی بیشینه در محل تغییر شیب جداره‌ی پایین‌دست سد به‌وجود آمده است. به‌عبارت‌دیگر ترک‌خوردگی باید از این قسمت شروع شده باشد. همچنین کارایی روش‌های تعمیر در کاهش تنش‌های کششی اصلی نشان داده شده است. و نیز پایه‌ی شماره‌ی ۱۵ سد سفیدرود با استفاده از روش المان محدود تحت تجزیه و تحلیل تاریخچه‌ی زمانی قرارگرفت، و پاسخ لرزه‌یی آن تحت اثر زلزله بررسی شد و منحنی‌های هم‌تراز بیشینه‌ی تنش‌های اصلی در بدنه‌ی سد به‌دست آمد. با بررسی بیشینه‌ی تنش کششی اصلی، محل بروز اولین ترک تعیین شد و همچنین کارآیی روش‌های تعمیر با بررسی میزان کاهش تنش کششی اصلی بیشینه مورد تحلیل قرار گرفت.[۴۶]

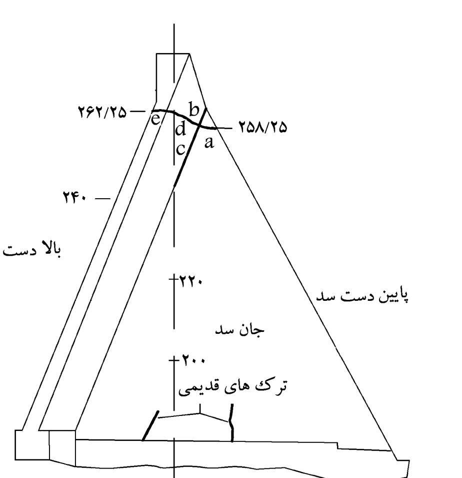
در پژوهش‌هایی نیز گسترش ترک پخشی سد سفیدرود با استفاده از روش المان محدود تجزیه و تحلیل دینامیکی شد، و با به‌کارگیری مدل ترک پخشی و مفاهیم مکانیک شکست، گسترش ترک در سد سفیدرود تحت اثر زمین‌لرزه مورد تحلیل و بررسی قرار گرفت و نواحی ترک‌خورده‌ی به‌دست‌آمده در آن در شکل ۹ نشان داده شده‌اند.[۴۷,۴۸]

۲.۴. مدل المان مرزی سد سفیدرود

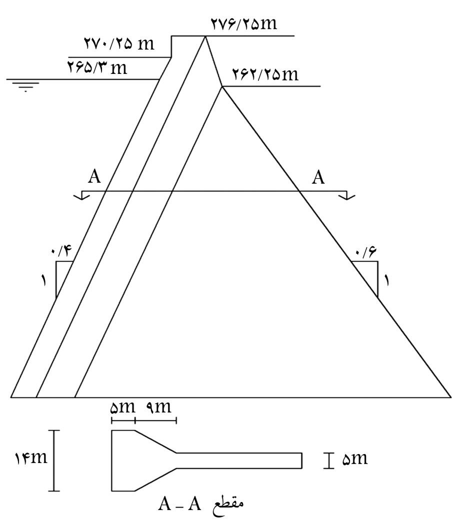
هندسه‌ی پایه‌ی شماره‌ی ۱۵ سد سفیدرود در شکل ۱۰ نشان داده شده است. با توجه به اینکه مقاطع دارای ضخامت مختلف هستند، از روش زیردامنه برای تقسیم دامنه به زیردامنه‌های مختلف استفاده شده و در هر زیردامنه در صورت وجود ترک در آن، تجزیه و تحلیل المان مرزی دوگانه استفاده شده است (در این مسئله از چهار زیردامنه استفاده شده است). این سد با ۹۴ المان مرزی مدل و



شکل ۹. گسترش ترک در سد سفیدرود.[۵۰,۵۱]



شکل ۸. ترک‌های مشاهده‌شده در پای شماره‌ی ۱۵ سد سفیدرود.[۴۵-۴۷]



شکل ۱۰. هندسه‌ی پایه‌ی شماره‌ی ۱۵ سد سفیدرود.[۴۹]

www.SID.ir

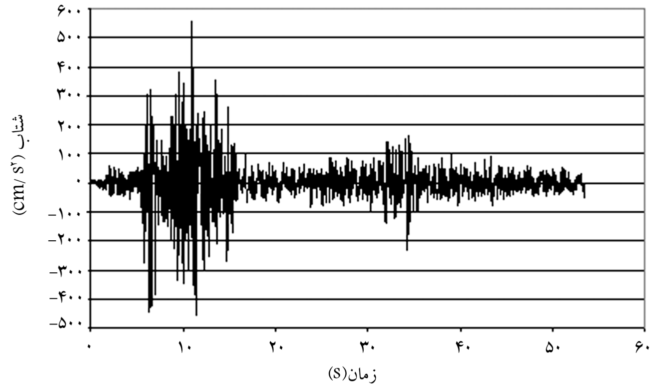
جدول ۱. حالت‌های مختلف قرارگیری ترک.

حالت	طول ترک (m)	تراز قرارگیری ترک (m)	گام عبور از زیردامنه‌ی ۱ به زیردامنه‌ی ۲	گام عبور از زیردامنه‌ی ۲ به زیردامنه‌ی ۳	گام رسیدن ترک به جدار بالادست	تراز رسیدن ترک به جدار بالادست (m)
A	۲	۲۵۸٫۲۵	-	-	-	-
B	۲	۲۵۸٫۲۵	۳۷	۴۷	۵۰	۲۶۲٫۲۳
C	۳	۲۵۸٫۲۵	۳۲	۴۳	۴۹	۲۶۰٫۹۲
D	۱	۲۵۸٫۲۵	۴۳	۵۳	۱۴۶۰	۲۵۹٫۹۳
E	۱	۲۵۹٫۲۵	۳۱	۵۰	۱۴۵۷	۲۵۹٫۰۰
F	۱	۲۵۷٫۲۵	۴۶	۵۶	۸۰۲	۲۵۸٫۰۳
G	۱	۲۵۶٫۲۵	۴۸	۷۵۸	۱۴۶۱	۲۵۴٫۴۳

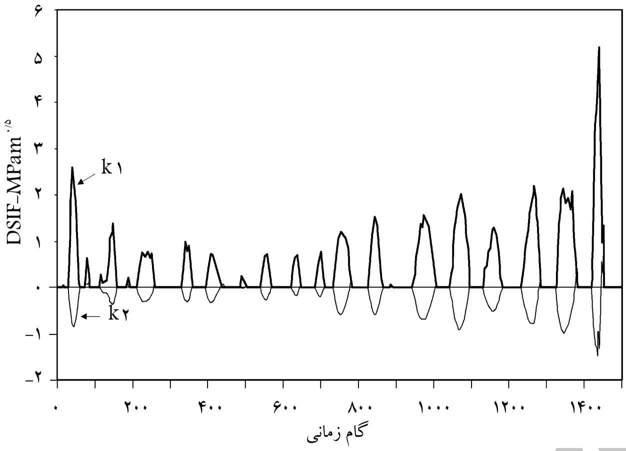
با توجه به تجزیه و تحلیل خطی تمرکز تنش، ترک اولیه در ۷ حالت مختلف از لحاظ طول و تراز مطابق جدول ۱ در نظرگرفته شده است. تجزیه و تحلیل زلزله با استفاده از مؤلفه‌ی افقی تغییرمکان پایه‌ی ثبت‌شده در ایستگاه آب‌بر انجام شده است (شکل ۱۱). مؤلفه‌ی افقی شتاب ثبت‌شده در ایستگاه آب‌بر با توجه به فاصله‌ی ساختگاه سد از مرکز زلزله و محل ایستگاه آب‌بر، پس از تصحیح مورد استفاده قرار گرفته است.[۴۶] با توجه به ناچیزبودن تغییرمکان در سه ثانیه‌ی اول شروع گام‌های تحلیل از ثانیه‌ی ۳ منظور شده و تحلیل در گام‌های زمانی ۰٫۰۰۲ ثانیه انجام شده است. در سد مذکور مدول کشسانی ۲۰۰۰۰ مگاپاسکال، ضریب پواسون ۰٫۱۷ و جرم حجمی ۲۲۹۰ کیلوگرم بر مترمکعب است. زیردامنه‌های مختلف دارای ضخامت‌های متفاوت هستند و مدول کشسانی و جرم حجمی نواحی مختلف با توجه به نسبت ضخامتشان تصحیح شده‌اند. طاقت شکست دینامیکی $1/5\ \mathrm{Mpa\ m^{1/2}}$ فرض و برای تعیین راستای گسترش ترک از معیار تنش محیطی بیشینه استفاده شده است.[۴۹،۵۰] سرعت گسترش ترک در ترک‌های گسترش‌یابنده نیز ۳۵۰ متر بر ثانیه فرض شده است.[۴۰]

۳.۴. نتایج تجزیه و تحلیل سد سفیدرود

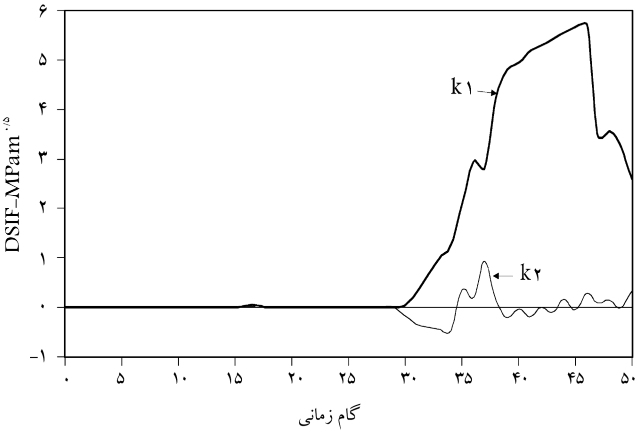
سد سفیدرود تحت حالت‌های مختلف با استفاده از ترکیب روش المان مرزی دامنه و روش المان مرزی دوگانه در فضای زمانی در این حالات مورد تحلیل قرارگرفته است:



شکل ۱۱. مؤلفه‌ی افقی شتاب ثبت‌شده در ایستگاه آب‌بر.



شکل ۱۲. ضرایب شدت تنش دینامیکی در سد سفیدرود ـ حالت A.

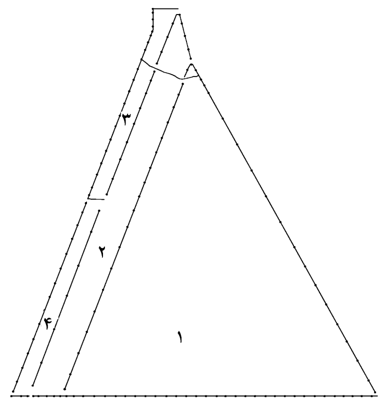


شکل ۱۳. ضرایب شدت تنش دینامیکی در سد سفیدرود ـ حالت B.

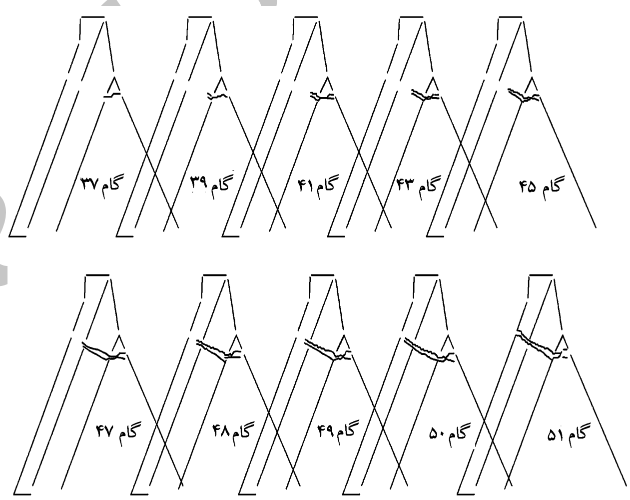
تحلیل دامنه‌ی زمانی درحالت A بدون درنظرگرفتن گسترش ترک و با درنظرگرفتن تماس وجوه آن و در سایر حالت‌های B تا G با درنظرگرفتن گسترش ترک و تماس وجوه آن‌ها انجام شده است. ضرایب شدت تنش دینامیکی بی‌بعدشده در حالت A در شکل ۱۲ نشان داده شده است. شکل ۱۳ ضرایب شدت تنش دینامیکی مربوط به حالت B را نشان می‌دهد. الگوریتم به‌کاررفته در این تحقیق به گونه‌یی

www.SID.ir

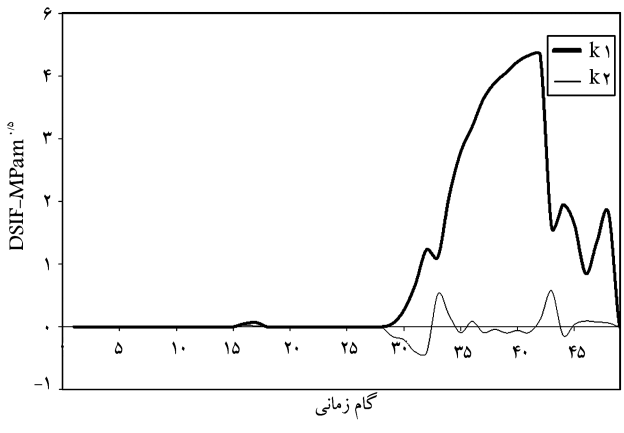
است که می‌تواند عبور ترک از یک زیردامنه به زیردامنه‌ی دیگر و همچنین رسیدن ترک به جداره‌ی خارجی را نیز تشخیص دهد. پس از عبور ترک از یک زیردامنه به زیردامنه‌ی دیگر، المان‌های اضافه‌شونده دارای خصوصیات محیط جدید خواهند بود. نحوه‌ی المان‌بندی مسئله و چگونگی گسترش ترک در اثر زلزله در شکل ۱۴، گسترش ترک در حالت B و تغییرشکل آن درگام‌های زمانی مختلف در شکل ۱۵ نشان داده شده است. در این حالت محل برخورد ترک با جداره‌ی بالادست در



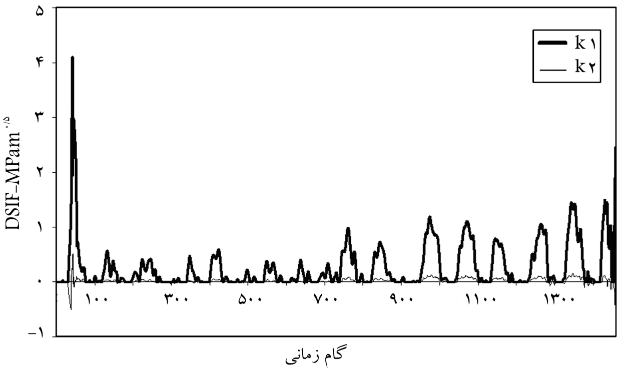
شکل ۱۴. نحوه‌ی المان‌بندی و گسترش ترک در سد سفیدرود در حالت B.



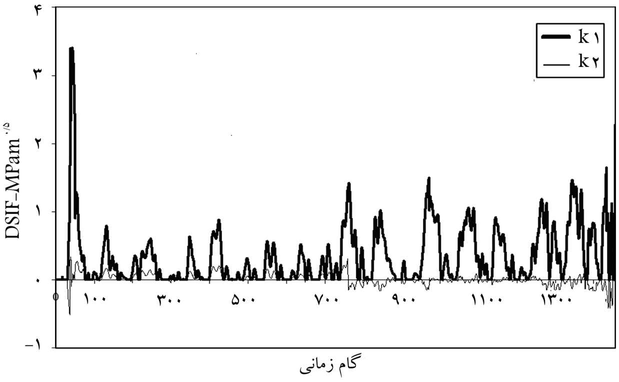
شکل ۱۵. گسترش ترک درگام‌های زمانی مختلف در سد سفیدرود در حالت B.



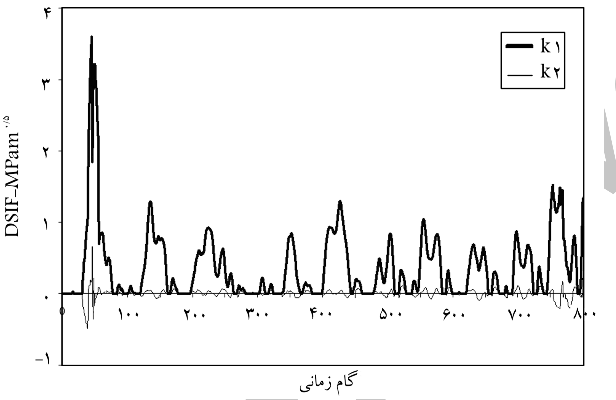
شکل ۱۶. ضرایب شدت تنش دینامیکی در سد سفیدرود ـحالت C.



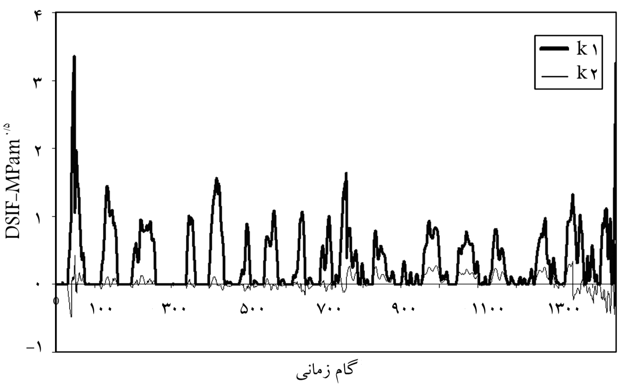
شکل ۱۷. ضرایب شدت تنش دینامیکی در سد سفیدرود ـحالت D.



شکل ۱۸. ضرایب شدت تنش دینامیکی در سد سفیدرود ـحالت E.

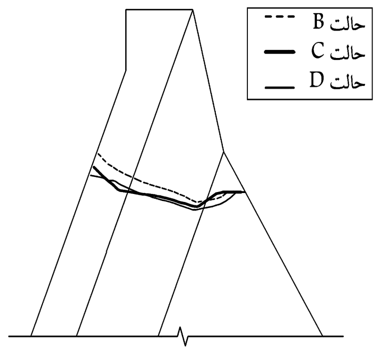


شکل ۱۹. ضرایب شدت تنش دینامیکی در سد سفیدرود ـحالت F.

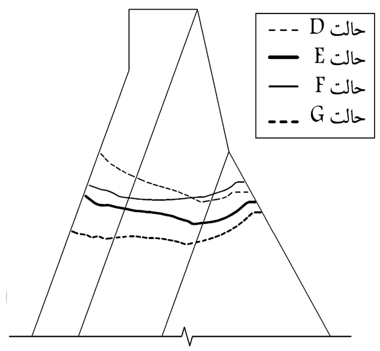


شکل ۲۰. ضرایب شدت تنش دینامیکی در سد سفیدرود ـحالت G.

www.SID.ir



شکل ۲۱. نحوه‌ی گسترش ترک در حالت‌های B، C و D.



شکل ۲۲. نحوه‌ی گسترش ترک در حالت‌های D، E، F و G.

تراز ۲۶۲٫۲۳ متر قرار دارد که همان محل ایجاد ترک دراثر زلزله است. از مقایسه‌ی حالات B، C و D می‌توان تأثیر طول ترک اولیه را بر نحوه‌ی گسترش آن مشاهده کرد. هنگامی‌که طول ترک اولیه بزرگ‌تر درنظر گرفته شود، ترک قبل از رسیدن شوک اصلی به جدار بالادست بدنه می‌رسد؛ ولی در حالت D که طول ترک اولیه یک متر فرض شده است، رسیدن ترک به وجه مقابل هنگام رسیدن شوک‌های قابل‌توجه زلزله در گام ۱۴۶۰ رخ می‌دهد. به‌منظور مقایسه‌ی اثر تراز ترک اولیه بر نحوه‌ی گسترش آن چهار حالت D، E، F و G تحلیل شده است. ضرایب شدت تنش دینامیکی بی‌بعدشده در شکل‌های ۱۶ تا ۲۰ و نحوه‌ی گسترش ترک در شکل‌های ۲۱ و ۲۲ نشان داده شده است. چنان‌که مشاهده می‌شود، مسیر گسترش ترک در این حالات در همان محدوده‌یی است که در واقعی سد بعد از زلزله‌ی ترک ایجاد شده است و در حالت D تراز ترک در جدار بالادست نسبت به حالات E، F و G به تراز واقعی ترک‌مشاهده‌شده در اثر زلزله نزدیک‌تر است.

۵. نتیجه‌گیری

ترکیب روش المان مرزی چندامنه و روش المان مرزی دوگانه در فضای زمانی روشی کارآ برای تحلیل دینامیکی ترک در سدهای بتنی است. درواقع با استفاده از این روش علاوه‌بر اینکه از مزایای مدل‌سازی ترک منفرد بهره گرفته می‌شود، جنبه‌های مثبت روش المان مرزی نیز به‌کار برده می‌شود. بر این اساس کافی است که با گسترش ترک فقط المان‌های جدید به المان‌های قبلی اضافه شود که این امر باعث کاهش زمان و هزینه‌ی محاسباتی می‌شود. گسترش ترک در پایه‌ی شماره‌ی ۱۵ سد سفیدرود با استفاده از روش ارائه‌شده و مفاهیم مکانیک شکست تحت اثر زلزله در ۷ حالت مختلف از لحاظ تراز ترک اولیه و طول آن بررسی و مشاهده شد که محل گسترش ترک در مدل‌های تحلیل‌شده در همان محدوده‌ی پروفیل‌های ترک مشاهده‌شده در سد بعد از زلزله قرار دارد. برای حصول تطابق کامل مسیر گسترش ترک پیش‌بینی‌شده با ترک‌های واقعی سد استفاده از مدل‌های سه‌بعدی برای رفع محدودیت‌های تجزیه و تحلیل دوبعدی پیشنهاد می‌شود.

کاربرد هم‌زمان روش المان مرزی چندامنه و روش المان مرزی دوگانه باعث می‌شود که مدل‌سازی قسمت‌های مختلف بدنه‌ی سد و ردیابی مسیر گسترش دینامیکی ترک با درنظرگرفتن مفاهیم مکانیک شکست را بتوان به‌آسانی انجام داد و درک واقع‌بینانه‌تری از رفتار لرزه‌یی سدهای بتنی ترک‌خورده بر مبنای مفاهیم مکانیک شکست به‌دست آورد.

منابع (References)

1. Bazant, Z.P. "A critical appraisal of 'No-Tension' dam design: A fracture mechanics viewpoint", *Dam Engineering*, **1**(4), pp. 237-248 (1990).
2. Linsbauer, H.; Ingraffea, A.; Rossmanith, H. and Wawrzynek, P. "Simulation of cracking in large arch dam: Part I", *Journal of Structural Engineering, ASCE*, **115**(7), pp. 1599-1615 (1989).
3. Linsbauer, H.; Ingraffea, A.; Rossmanith, H. and Wawrzynek, P. "Simulation of cracking in large arch dam: Part II", *Journal of Structural Engineering, ASCE*, **115**(7), pp. 1616-1630 (1989).
4. Pekau, O.A.; Zhang, C. and Feng, L. "Seismic fracture

پانوشت‌ها

1. dynamic fracture mechanics
2. Rankine scale
3. Kölnbrein
4. Koyna
5. extended finite element method
6. Hvysayd
7. scaled boundary finite element method
8. dual reciprocity method
9. dual boundary element method
10. multi region boundary element method
11. fundamental solutions
12. traction boundary integral equation
13. stress intensity factor

Archive of SID
www.SID.ir

analysis of concrete gravity dams", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics,* **20**(4), PP. 335-354 (1991).

5. Pekau, O.A.; Feng, L. and Zhang, C. "Seismic fracture of Koyna dam: Case study", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics,* **24**(1), pp. 15-33 (1995).
6. Saouma, V.E. and Morris, D.I. "Application of fracture mechanics to concrete dams: A detailed case study", *Dam Engineering,* **9**(4), pp. 321-344 (1998).
7. Tradegard, A.; Nilsson, F. and Ostlund, S. "FEM-remeshing technique applied to crack growth problems", *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering,* **160**(1-2), pp. 115-131 (1998).
8. Bouchard, P.O.; Bay, F. and Chastel, Y. "Numerical modeling of crack propagation: Automatic remeshing and comparison of different criteria", *Computer Methods Applied Mechanics and Engineering,* **192**(35-36), pp. 3887-3908 (2003).
9. Heintz, P. "On the numerical modeling of quasi-static crac kgrowth inlinear elastic fracture mechanics", *International Journal Numer Methods Engineering,* **65**(2), pp. 174-89 (2005).
10. Khoei, A.R.; Azadi, H. and Moslemi, H. "Modeling of crack propagation via an automatic adaptive mesh refinement based on modified super convergent patch recovery technique", *Engineering Fract. Mech.,* **75**(10), pp. 2921-2945 (2008).
11. Moes, N.; Dolbow, J. and Belytschko, T. "A finite element method for crack growth without remeshing", *International Journal Numer Methods Engineering,* **46**, pp. 131-150 (1999).
12. Ooi, E.T. and Yang, Z.J. "A hybrid finite element-scaled boundary finite element method for crack propagation modeling", *Comput. Methods Appl. Mech. Engineering,* **199**(17-20), pp. 1178-1192 (2010).
13. Dominguez, J. and Gallego, R. "Time domain boundary element method for dynamic stress intensity factor computations", *International Journal Numer Methods Engineering,* **33**(3), pp. 635-647 (1992).
14. Siebrits, E. and Crouch, S.L. "Two-dimensional elastodynamic displacement discountinuity method", *International Journal Numer Methods Engineering,* **23**, pp. 3229-3250 (1994).
15. Sladek, J. and Sladek, V. "Dynamic stress intensity factors studied by boundary integro-differential equation", *International Journal Numer Methods Engineering,* **23**, pp. 339-435 (1991).
16. Tanaka, M.; Nakamura, M.; Aoki, K. and Matsumoto, T. "Computation of dynamic stress intensity factors using the boundary element method based on Laplace transformation and regularized boundary integral equation", *International Journal Japanese Soc. of Mech. Engineering Series A,* **36**, pp. 252-258 (1993).
17. Fedelinski, P.; Aliabadi, M.H. and Rooke, D.P."The laplace transform DBEM for mixed-mode dynamic crack analysis", *Computers & Structures,* **59**(6), pp. 1021-1031 (June 1996).
18. Fedelinski, P.; Aliabadi, M.H. and Rooke, D.P. "Boundary element formulations for the dynamic analysis of cracked structures", Dynamic Fracture Mechanics, Aliabadi MH(ed), chapter 2, Computational Mechanics Publications, Southampton, (1995).
19. Wen, P.H.; Aliabadi, M.H. and Rooke, D.P. "A fictitious stress and displacment discontinuity method for crack problems, Boundary elements XVI", Brebbia CA(ed), Computational Mechanics Publications, Southampton, pp. 469-476 (1994).
20. Wen, P.H.; Aliabadi, M.H. and Rooke, D.P. "An indirect boundary element method for three-dimensional dynamic problems", *Engineering Analysis with Boundary Elements,* **16**, pp. 351-362 (1995).
21. Chirino, F. and Dominguez, J. "Dynamic analysis of cracks using boundary element method", *Engineering Fracture Mechanics,* **34**(5-6), pp. 1051-1061 (1989).
22. Balas, J.; Sladek, J. and Sladek, V. "Stress analysis by boundary element Methods", *Studies in Applied Mechanics,* **23**, Elsevier, Amsterdam, (1989).
23. Fedelinski, P.; Aliabadi, M.H. and Rooke, D.P. "The dual boundary element method in dynamic fracture mechanics (Citations: 2)", *Journal Engineering Analysis with Boundary Elements,* **12**(3), pp. 203-210 (1993).
24. Fedelinski, P.; Aliabadi, M.H. and Rooke, D.P. "Dual boundary element method: J-integral for stress intensity factors", *International Journal of Fracture,* **65**(4), pp. 369-381 (1994).
25. Fedelinski, P.; Aliabadi, M.H. and Rooke, D.P. "Single-region time domain BEM for dynamic crack problems", *International Journal of Solids and Structures,* **32**(24), pp. 3555-3571 (1995).
26. Ingraffea, A.R.; Balandford, G. and Liggett, J.A. "Automatic modelling of mixed-mode fatigue and quasi-static crack propagation using the boundary element method", 14th Natl Symp on Fracture, ASTM STP 791, pp. 1407-1426 (1987).
27. Grestle, W.H., *Finite and Boundary Element Modeling of Crack Propagation in two and three-Dimensions Using Interactive Computer Graphics*, PhD Thesis, Cornell Univ, Ithaca NY (1986).
28. Gallego, R. and Dominguez, J. "Dynamic crack propagation analysis by moving singular boundary element", *Journal Applied Mech.,* **59**(2), pp. 158-162 (1992).
29. Portela, A.; Aliabadi, M.H. and Rooke, D.P. "Dual boundary element incremental analysis of crack propagation", *Journal of Computers & Structures,* **46**(2), pp. 237-247 (1993).
30. Mi, Y. and Aliabadi, M.H. "Three- dimensional crack growth simulation using BEM", *International Journal Comput Struc,* **52**(5), pp. 871-878 (1994).
31. Mi, Y. and Aliabadi, M.H. "An automatic procedure for mixed mode crack growth analysis", *Communications in Numerical Methods in Engineering,* **11**(2), pp. 167-177 (1995).
32. Fedelinski, D.P.; Aliabadi, M.H. and Rooke, D.P. "The time-domain DBEM for rapidly growing cracks", *International Journal for Numerical Methods in Engineering,* **40**(9), pp. 1555-1572 (1997).

Archive of SID

www.SID.ir

33. Omidvar, B.; Rahimian, M. and DorMohammadi, A.A. "Simultaneous analysis of dynamic crack growth and contact of crack faces in single-region boundary element method", *American-Eurasian Journal Agric. & Environ. Sci.,* **5**(2), pp. 273-283 (2009).

34. Fedelinski, P. "Boundary element method in dynamic analysis of structures with cracks", *Journal of Engineering Analysis with Boundary Elements,* **28**(9), pp. 1135-1147 (2004).

35. Silveira, N.P.P.; Guimaraes, S. and Telles, J.C.F. "A numerical Green's function for crack growth simulation", *Engineering Analysis with Boundary Elements,* **29**, pp. 978-985 (2005).

36. Lei, J.; Wang, Y.S. and Gross, D. "Two dimensional numerical simulation of crack kinking from an interface under dynamic loading by time domain boundary element method", *International Journal Solids Structures,* **44**(3-4), pp. 996-1012 (February 2007).

37. Manolis, G.D. and Beskos, D.E., *Boundary Element Methods in Elasodynamics*, Unwin Hyman, London (1988).

38. Banerjee, P.K. and Butterfield, R., *Boundary Element Methods in Engineering Science*, Mc. Graw-Hill, London, New York (1981).

39. Omidvar, B., *Study of Dynamic Stability of Cracked Concrete Dams Using Dual Boundary Element Method in the Time Domain*, Ph.D. Dissertation, Faculty of Engineering, University of Tehran (2001).

40. Rahimian, M.; Noorzad, A.A. and Omidvar, B., *The Study of Some Cracked Dams' Stability Under Earthquake in Iran*, Final Report: (Using Boundary Element Method in Time Domain) Council Scientific Research, Executive Organization: Faculty of Engineering, University of Tehran (2002).

41. Nishioka, T. and Alturi, A.N. "Numerical modeling of dynamic propagation in finite bodies, by moving singular elements, part 2. Results", *Journal Appl. Mech., Trans. ASME,* **47**, pp. 577-582 (1980).

42. Summary Reports of Stability Studies of Dams - Mahab Qods Company (1997).

43. Detailed Report of safety and stability of Sefidrud Dam-Mahab Qods Company (1997).

44. Evaluation of Dynamic Behavior of the Sefidrud Buttress Concrete Dam Against Earthquakes Before and After Repair-Mahab Qods Company (1996).

45. Ahmadi, M.T. and Khoshrang, G.h. "Sefid-rud dam's dynamic response to the large near-field earthquake of June 1990", *Dam Engineering,* **III**(2), pp. 85-115 (1992).

46. Ghaemian Amirkolai, M., *Seismic Response of a Retrofitted Concrete Dam*, A Thesis for the Degree Master of Engineering, Mc Master University, Hamilton, Ontario, CANADA (1993).

47. Tofangchi Mahyari, M., *Dynamic Analysis of Crack Propagation in Concrete Gravity Dams*, Ms Dissertation, Faculty of Engineering, University of Tehran (1999).

48. Rahimian, M.; Noorzad, A.A.; Omidvar, B. and Tofangchi, M., *Investigation of Some Cracked Dams' Stability Against Earthquake*, The second Report (Analysis of Crack Propagation in Concrete Gravity Dams), Council of Scientific Research, Executive Organization, Faculty of Engineering, University of Tehran (2000).

49. Swenson, D.V. and Ingraffea, A.R. "Modelling mixed-mode dynamic crack propagation using finite elements: Theory and applications", *Computational Mechanics,* **3**(6), pp. 381-397 (1988).

50. Rossmanith, H.P. "How mixed-mode crack propagation? Dynamic photoelastic study", *Journal Mech Phys. Solids,* **31**(3), pp. 251-260 (1983).

Archive of SID

www.SID.ir