

آنالیز دینامیکی غیرخطی سدهای بتنی وزنی با در نظر گرفتن اندرکنش سد-دریاچه-فونداسیون

محمد حسین معتمدیⁱ؛ علیرضا امینیⁱⁱ؛ محسن قائمیانⁱⁱⁱ

چکیده

در دهه‌های اخیر به موضوع ایمنی سدهای بتنی در برابر زلزله، توجه زیادی شده است. یکی از دلایل این امر، اقتصادی شدن طرح‌ها و همچنین بالا رفتن عمر سدهای موجود می‌باشد. بدین ترتیب در جامعه‌ی مهندسی علاقه‌ی وافری برای ایجاد و کاربرد یک فرایند قوی برای تحلیل غیرخطی و تا حد امکان، نزدیک به واقعیت سدهای بتنی تحت اثر بارهای مختلف بویژه بارهای دینامیکی حاصل از زلزله دیده می‌شود. در مقاله حاضر آنالیز دینامیکی غیر خطی سدهای بتنی وزنی با در نظر گرفتن اثر اندرکنش سد - دریاچه - فونداسیون انجام می‌شود. همچنین مدل ترک پخش شده (Smearred crack model) برای تحلیل غیر خطی سدهای بتنی وزنی و بررسی موقعیت و جهت ترک‌ها استفاده شده است. به منظور در نظر گرفتن اثر اندرکنش سد - دریاچه از روش المان محدود برای مدل‌سازی دریاچه استفاده شده و برای حل معادلات کوپله‌ی سد و دریاچه که به روش α نوشته شده است، از روش Staggered displacement استفاده می‌شود. این روش برای آنالیز غیر خطی شکست سدهای بتنی مناسب می‌باشد. در این مطالعه به منظور در نظر گرفتن اثر جرم و میرایی هندسی فونداسیون در نتایج آنالیز دینامیکی غیر خطی سدهای بتنی وزنی از روش فونداسیون جرم‌دار با اعمال شرط مرزی جاذب انرژی در مرز انتهای دور فونداسیون استفاده شده است. نتایج نشان می‌دهد که پروفیل‌های ترک ایجاد شده در سد در این روش در مقایسه با روش فونداسیون صلب و فونداسیون بدون جرم به میزان قابل توجهی کاهش می‌یابد. به عبارت دیگر جرم و میرایی هندسی فونداسیون، پایداری دینامیکی سیستم سد - دریاچه - فونداسیون را تحت اثر زلزله افزایش می‌دهد.

کلمات کلیدی: شرط مرزی جاذب انرژی، سدهای بتنی وزنی، اندرکنش سد-دریاچه-فونداسیون، آنالیز دینامیکی غیر خطی، پاسخ لرزه‌ای

^{i, ii} دانشجوی کارشناسی ارشد دانشگاه صنعتی شریف، دانشکده مهندسی عمران، تهران
ⁱⁱⁱ دانشیار دانشگاه صنعتی شریف، دانشکده مهندسی عمران، تهران

۱- مقدمه

Loli روشی را برای در نظر گرفتن اندرکنش سد-دریاچه ارائه کرده‌اند که در آن از ماتریس متقارن برای تهیه معادلات سیستم استفاده می‌شود [۱]. Rescher نشان داده است که بیشتر سدهای بتنی وزنی تحت بارهای بهره

آنالیز دینامیکی غیر خطی سدهای بتنی وزنی در دهه اخیر بسیار مورد توجه قرار گرفته است. Fenves و Vargas

اندرکنش سد - دریاچه از روش المان محدود برای مدل‌سازی دریاچه استفاده شده و برای حل معادلات کوپله‌ی سد و دریاچه که به روش α نوشته شده است، از روش Staggered displacement استفاده شده است [۸]. Jackmauh و Munoz، Nuss برای آنالیز سه بعدی سدهای قوسی استفاده کرده‌اند. آنها نشان داده‌اند که صرف نظر کردن از جرم و میرایی هندسی فونداسیون باعث تشدید تنش‌های سدهای قوسی ناشی از بارهای لرزه‌ای درون سد خواهد شد [۹]. در این مقاله به منظور آنالیز سیستم دو بعدی سد-فونداسیون-مخزن از روش المان محدود استفاده شده و از روش مدل ترک پخش شده برای تحلیل غیر خطی سد و بررسی موقعیت و جهت ترک‌ها استفاده می‌شود. همچنین فونداسیون به عنوان بخشی از سازه‌ی اصلی سد تعریف شده اما از تحریک میدان آزاد ناشی از امواج زلزله در پایه‌ی بدنه‌ی سد استفاده می‌شود. بنابراین می‌توان اثر جرم و میرایی فونداسیون را در آنالیز دینامیکی سیستم سد-دریاچه-فونداسیون در نظر گرفت.

۲- اندرکنش سد و دریاچه:

اثر اندرکنش سد-دریاچه، با نوشتن معادلات کوپله‌ی سد و دریاچه که شامل دو معادله دیفرانسیلی از مرتبه‌ی دوم است در نظر گرفته می‌شود. معادله دینامیکی سازه‌ی سد و دریاچه به صورت زیر تعریف می‌شود [۵]:

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = \{f_1\} - [M]\{\ddot{u}_g\} + [Q]\{p\} = \{F_1\} + [Q]\{p\} \quad (2-1)$$

$$[G]\{\ddot{p}\} + [C']\{\dot{p}\} + [K']\{p\} = \{F_2\} - \rho[Q]^T\{\ddot{u}\} \quad (2-2)$$

که در آن $[M]$ ، $[C]$ و $[K]$ به ترتیب ماتریس جرم، میرایی و سختی سازه است. همچنین $[G]$ ، $[C']$ و $[K']$ نشان دهنده ماتریس معادل جرم، میرایی و سختی دریاچه می‌باشد. Q ماتریس کوپله و $\{f_1\}$ بردار مجموع نیروی هیدرواستاتیکی و نیروی حجمی (مانند وزن سازه‌ی سد) است، که به بدنه‌ی سازه‌ی سد وارد می‌شود. $\{F_2\}$ مجموع نیروهایی است که در اثر شتاب پایه‌ی $\{\ddot{u}_g\}$ در مرز سد-دریاچه و شتاب کل $\{\ddot{U}\}$ در مرز سد-

برداری و تحت اثر زلزله‌های متوسط ترک خواهند خورد. بنابراین فرض رفتار خطی برای سدهای بتنی وزنی درست نمی‌باشد [۲]. Leger و Bhattacharjee روشی بر اساس مدل‌های مستقل از فرکانس برای حل تقریبی اندرکنش سد-دریاچه-فونداسیون ارائه کرده‌اند [۳]. Leger و Bhattacharjee همچنین پاسخ لرزه‌ای انرژی سدهای بتنی وزنی را با استفاده از روش ترک پخش شده مطالعه کرده‌اند. آنها سد Koyna را تحت اثر مولفه‌های افقی و قائم زلزله آنالیز کرده و از روش جرم افزوده برای مدل‌سازی اندرکنش سد-دریاچه استفاده کرده‌اند [۴]. Ghaemian و Ghobareh، نیز از روش مدل ترک پخش شده برای تحلیل غیر خطی سد بتنی وزنی Pine Flat و بررسی موقعیت و جهت ترک‌ها استفاده کرده‌اند. به منظور در نظر گرفتن اثر اندرکنش سد-دریاچه از روش المان محدود برای مدل‌سازی دریاچه استفاده شده و برای حل معادلات کوپله‌ی سد و دریاچه که به روش α نوشته شده است، از روش Staggered displacement استفاده شده است [۵]. با توجه به اینکه نیروی زلزله از طریق فونداسیون به آن وارد می‌شود. بنابراین یکی از مهمترین عوامل در بررسی پایداری این سازه‌ی عظیم در طول زلزله، اثر فونداسیون و شناخت رفتار آن در پاسخ سدها به تحریک زلزله می‌باشد. یکی از برنامه‌های معروف برای آنالیز سدهای بتنی وزنی برنامه‌ی EAGD می‌باشد. این برنامه توسط Fenves و Chopra تولید شده و آنالیزهای استاتیکی و دینامیکی را به صورت دوبعدی و خطی برای سدهای بتنی وزنی انجام می‌دهد. در این برنامه از روش زیرسازه برای مدل‌سازی تأثیر اندرکنش سد و فونداسیون استفاده شده است [۶]. برنامه‌ی EAGD توسط Fok، Chopra و Hall در سال ۱۹۸۶ برای آنالیز سه بعدی سدها بویژه سدهای قوسی تولید شد. این برنامه به نوعی سه بعدی شده‌ی برنامه‌ی EAGD می‌باشد. آنالیزهای استاتیکی و دینامیکی را به صورت سه بعدی و خطی در فضای فرکانسی انجام می‌دهد [۷]. Ghaemian و همکارانش اثر شکل و جرم فونداسیون را در پاسخ لرزه‌ای خطی سدهای قوسی با استفاده از روش المان محدود شامل اندرکنش سازه و دریاچه بررسی کرده‌اند و به منظور در نظر گرفتن اثر

فونداسیون ایجاد می‌شود. {p} فشار هیدرودینامیک وارد بر مرز سد و دریاچه می‌باشد. ρ نیز چگالی آب دریاچه است.

۳- مدل ترک پخش شده برای تحلیل استاتیکی

و دینامیکی سدهای بتنی در فضای دوبعدی:

مدل ترک پخش شده یکی از مدل‌هایی است که بصورت نسبتاً گسترده‌ای برای تحلیل استاتیکی و لرزه‌ای دو بعدی سدهای بتنی وزنی بکار گرفته شده است. چرا که استفاده از این مدل نسبت به سایر مدل‌ها ساده‌تر بوده و با مشکلات کمتری همراه است. در این مطالعه نیز از مدل ترک پخش شده برای تحلیل غیرخطی سدهای بتنی وزنی و بررسی موقعیت و جهت ترک‌ها استفاده شده است. در کلیه مدل‌ها و تحلیل‌های غیرخطی که در این مطالعه ارائه می‌شود، رفتار بتن در تنش‌ها و کرنش‌های فشاری، خطی فرض می‌شوند و تنش‌ها و کرنش‌های کششی از نظر عددی مثبت می‌باشند. رابطه تنش و کرنش در مصالح بصورت کلی، مشابه رابطه (۳-۱) می‌باشد. در این رابطه [D] ماتریس مدول، {σ} بردار مولفه‌های تنش و {ε} بردار مولفه‌های کرنش می‌باشد.

(۳-۱) $\{\sigma\} = [D]\{\varepsilon\}$

با فرض تنش صفحه‌ای و وجود رفتار خطی ایزوتروپیک در مرحله‌ی قبل از شروع ترک، ماتریس [D] بصورت رابطه (۳-۲) خواهد بود. که در آن E مدول الاستیسیته و ν نسبت پواسون بتن سد می‌باشد.

$$[D] = \frac{E}{1-\nu^2} \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\nu}{2} \end{bmatrix} \quad (3-2)$$

در مدل ترک پخش شده معیار انرژی، معیار مناسبی برای تشخیص آغاز فرآیند شکست می‌باشد [۱۱-۱۰، ۴]. در معیار انرژی، سطح زیر منحنی تنش-کرنش یک محوری، مطابق رابطه (۳-۳)، تا مقاومت پیک بتن، بعنوان اندیس شروع ترک در نظر گرفته می‌شود. در این رابطه σ_i مقاومت کششی ظاهری می‌باشد. مفهوم مقاومت کششی ظاهری در شکل (۱-a) آمده است.

$$U_0 = \int_0^{\varepsilon_i} \sigma d\varepsilon = \frac{\sigma_i \varepsilon_i}{2} \quad (3-3)$$

در تحلیل‌های غیرخطی، فرض می‌شود ترک خوردگی در المان هنگامی آغاز می‌شود که دانسیته‌ی انرژی کرنشی، $\sigma_1 \varepsilon_1 / 2$ ، برابر و یا بیشتر از پارامتر U_0 ، رابطه (3-4)، شود:

$$\frac{1}{2} \sigma_1 \varepsilon_1 = U_0 = \frac{\sigma_i^2}{2E}; (\sigma_1 > 0) \quad (3-4)$$

تحت بارهای لرزه‌ای، پارامتر U_0 با یک ضریب افزایش دینامیکی ثابت، DMF_e (Dynamic Magnification Factor)، بصورت زیر در می‌آید:

$$U'_0 = \frac{\sigma_i'^2}{2E} = DMF_e^2 U_0 \quad (3-5)$$

که در آن پارامترهای پریم‌دار، نشان دهنده‌ی پارامترهای دینامیکی هستند. تحت بارهای لرزه‌ای، پارامتر U_0 در رابطه (3-5) با مقدار دینامیکی متناظرش، U'_0 ، جایگزین می‌شود. بهمین ترتیب، تحت بارهای دینامیکی، تنش کششی اصلی σ_1 و کرنش اصلی ε_1 بترتیب با σ'_0 و ε'_0 ، که در شکل (۱-b) نشان داده شده‌اند، جایگزین می‌شوند.

در این مطالعه، بخش نرم‌شدگی منحنی تنش-کرنش بتن خطی فرض می‌شود. بمنظور ارضای اصل بقای انرژی شکست، شیب منحنی نرم‌شدگی بگونه‌ای تعیین می‌شود که انرژی مستهلک شده در واحد سطح ترک ثابت بماند. با ضرب ضریب افزایش دینامیکی DMF_f در انرژی ویژه شکست، G_f ، انرژی شکست دینامیکی بصورت رابطه (۳-۶) بدست می‌آید.

$$G'_f = DMF_f G_f \quad (3-6)$$

نشان داده شده است که عمده افزایش انرژی شکست در بارهای دینامیکی، حاصل افزایش مقاومت کششی می‌باشد. از این رو می‌توان DMF_f را برابر DMF_e قرار داد. در نهایت، بمنظور ارضای اصل بقای انرژی و بنابراین تعیین شیب بخش نرم‌شدگی منحنی تنش-کرنش بتن، کرنش نهایی بتن تحت بارهای استاتیکی و دینامیکی بصورت رابطه (۳-۷) بدست می‌آید. که در آن l_c طول ویژه بوده و برابر با جذر سطح المان می‌باشد.

سختی کاهش یافته، $[D]_{np}$ ، در صورت چرخش ترک به اندازه‌ی معین، باید این ماتریس با توجه به زاویه‌ی چرخش جدید محاسبه و با استفاده از ماتریس تبدیل $[T]$ به فضای کلی انتقال یابد.

$$[T] = \begin{bmatrix} \cos^2 \theta & \sin^2 \theta & \sin \theta \cos \theta \\ \sin^2 \theta & \cos^2 \theta & -\sin \theta \cos \theta \\ -2 \sin \theta \cos \theta & 2 \sin \theta \cos \theta & \cos^2 \theta - \sin^2 \theta \end{bmatrix} \quad (3-9)$$

در مدل دوبعدی ارائه شده در این مطالعه از ضریب برشی برای این منظور بهره گرفته شده است. در اینگونه مدل‌ها در صورتیکه مقدار ضریب برشی μ از مقدار μ_c تجاوز کند، ترک بسته می‌شود و مدول الاستیک کاهش یافته، E_n ، با مقدار اولیه‌ی E جایگزین می‌گردد $[\varepsilon-5]$ ، $[\varepsilon-10]$. مطالعه‌ی پارامتریک در تحلیل لرزه‌ای سدهای بتنی وزنی نشان داده است که برای مقادیر μ_c بین $0.9/0.0$ و $0.99999/0.0$ پاسخ لرزه‌ای سازه تحت تاثیر قرار نمی‌گیرد $[\varepsilon-10]$.

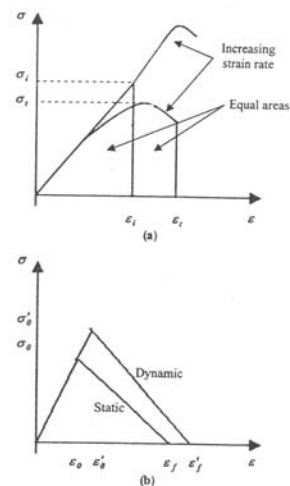
با توجه به آنچه Gylltoft توصیه کرده است $[\varepsilon-12]$ ، می‌توان کرنش کل المان را به دو قسمت الاستیک و غیرالاستیک مطابق رابطه $(\varepsilon-10)$ تقسیم بندی کرد:

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^{in} = \varepsilon^e + \lambda \varepsilon_{max} \quad (3-10)$$

که در آن، ε_{max} ماکزیم کرنش اصلی می‌باشد که المان به آن در طول بارگذاری‌های گذشته رسیده است و λ ضریبی می‌باشد که از 0 تا 1 تغییر می‌کند. البته در این مطالعه از ضریب $\lambda = 0$ استفاده شده است.

ع- اندرکنش سد و فونداسیون:

روشی که برای در نظر گرفتن اثر اندرکنش سد و فونداسیون در نظر گرفته شده بر اساس تحریک افزوده رابطه سازی شده است. به عبارت دیگر، فونداسیون به عنوان بخشی از سازه‌ی اصلی سد تعریف می‌شود. این فرمول‌بندی دارای شکل ساده‌ی ریاضی است و در آن می‌توان از تحریک میدان آزاد (Free-Field Excitation) ناشی از امواج زلزله استفاده کرد. به شرطی که تحریک میدان آزاد در پایه‌ی سازه با فرض عدم وجود اثر



شکل (۱): رابطه غیر خطی تنش - کرنش در نزدیکی تنش پیک و اثر بارگذاری دینامیکی بر روی پارامترهای مختلف

$$\varepsilon_f = \frac{2G_f}{\sigma_0 l_c}, \quad \varepsilon'_f = \frac{2G'_f}{\sigma'_0 l_c} \quad (3-7)$$

با ترک خوردن المان، محیط پیوسته‌ی ایزوتروپ، غیر ایزوتروپ شده و رابطه الاستیک بین تنش - کرنش تغییر می‌کند. در طول تحلیل، محورهای مختصات سیستم با جهت ترک خوردگی هماهنگی داشته و محور مختصات محلی را تشکیل می‌دهد. در واقع، کلیه‌ی معادلات و روابط حاکم، در محورهای مختصات محلی بررسی می‌شوند. در این مطالعه از روش SMS (Secant Modulus) (Stiffness) برای شبیه سازی پدیده‌ی نرم‌شدگی استفاده شده است. بنابراین، ماتریس مدول ترک خورده در مختصات محلی n و p بصورت بصورت رابطه $(\varepsilon-8)$ بدست می‌آید $[\varepsilon-10]$. که در آن η نسبت بین مدول سختی کاهش یافته، E_n^s ، در جهت عمود بر صفحه ترک به مدول الاستیسیته ایزوتروپیک اولیه، E ، است.

$$[D]_{np} = \frac{E}{1-\eta\nu^2} \begin{bmatrix} \eta & \eta\nu & 0 \\ \eta\nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \mu \frac{1-\eta\nu^2}{2(1+\nu)} \end{bmatrix} \quad (3-8)$$

به منظور بررسی پدیده‌ی رویش ترک در سد نیز از روش ترک چرخان استفاده شده است. بنابراین محورهای محلی ماتریس $[D]_{np}$ همواره همجهت با کرنش‌های اصلی می‌باشد. بنابراین با تغییر جهت کرنش‌های اصلی، محورهای محلی این ماتریس نیز تغییر می‌کند. در نهایت حتی در صورت عدم تغییر مولفه‌های ماتریس مدول

می‌یابند، سرعت انتشار امواج برابر V_S در نظر گرفته شده است [۱۵] در نتیجه خواهیم داشت:

$$F_n = \rho A V_p \dot{u}_n \quad (۴-۳)$$

$$F_t = \rho A V_S \dot{u}_t \quad (۴-۴)$$

همانطور که در چهارم قبل اشاره شد مدل‌سازی این شرط مرزی مانند اعمال ۲ میراگر در جهت‌های عمود و مماس بر روی گره‌های المان‌های مرزی واقع بر مرزهای دور فونداسیون می‌باشد.

ضریب میرایی این میراگرها به شکل زیر بدست می‌آید [۱۶]:

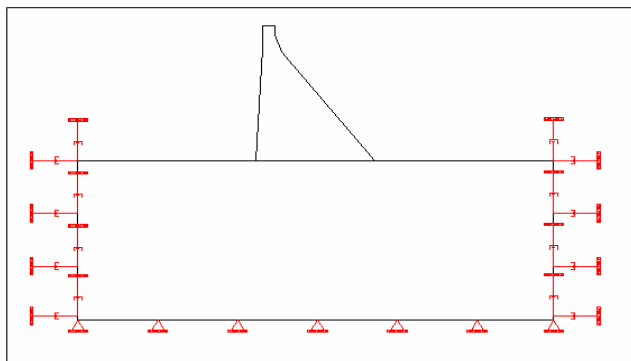
$$C_{11}^i = V_p \rho \int_{l_e} N_i dl \quad (۴-۵)$$

$$C_{22}^i = V_S \rho \int_{l_e} N_i dl \quad (۴-۶)$$

در دو رابطه فوق C_{11}^i و C_{22}^i به ترتیب ضریب میرایی در جهت عمود بر المان مرزی و مماس بر المان مرزی می‌باشد. این ضرایب میرایی به ماتریس میرایی کل سیستم خاک و سازه، $[C]$ که در طرف چپ معادله (۴-۱) قرار دارد اضافه خواهد شد. این شرط مرزی در شکل (۲) نشان داده شده است.

۵- مطالعه موردی سد Pine Flat

این سد از نوع سدهای بتنی وزنی می‌باشد. سازه‌ی سد دارای طول تاجی برابر با ۵۶۰m بوده و از ۳۷ Monolith به عرض ۱۵/۲m تشکیل شده است. برای آنالیز دینامیکی این سد از بلندترین Monolith آن که دارای ارتفاع ۱۲۲m می‌باشد استفاده شده است. سایر مشخصات این Monolith در شکل (۳) نشان داده شده است [۵].



شکل (۲): مدل شرط مرزی ویسکوز

اندرکنش خاک و سازه محاسبه شود [۱۳-۱۴]. بنابراین به منظور آنالیز دینامیکی غیر خطی سیستم سد-دریاچه-فونداسیون می‌بایست معادله (۲-۱) توسط معادله (۴-۱) جایگزین گردد. راست معادله (۴-۱) شامل جرم فونداسیون نخواهد بود.

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + K\{u\} = -[m]_s\{\ddot{u}_g\} + \{f_1\} + [Q]\{p\} \quad (۴-۱)$$

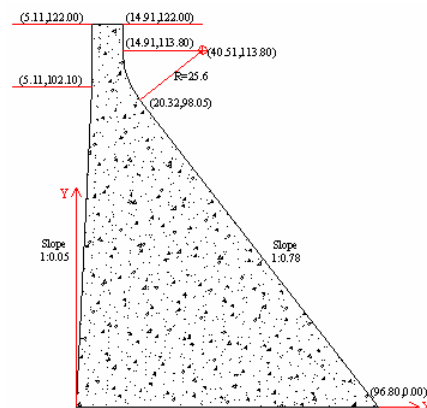
در رابطه (۲۷)، M ، C و K به ترتیب ماتریس جرم، میرایی و سختی کل سیستم سد-فونداسیون می‌باشد. همچنین $[m]_s$ بیانگر ماتریس جرم بدنه سد است. $\{\ddot{u}_g\}$ مولفه‌های شتاب در میدان آزاد (با فرض نبود سازه) است [۱۴].

۴-۱- فرمول‌بندی شرط مرزی ویسکوز برای فونداسیون سد:

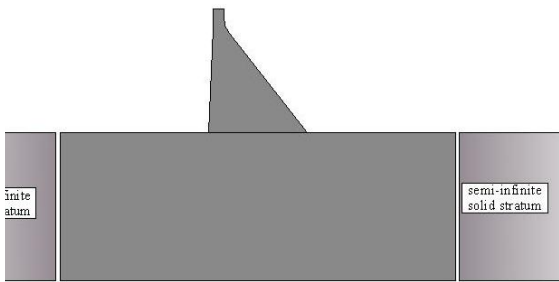
در شرط مرزی ویسکوز رابطه بین نیروی اندرکنشی با سرعت به صورت زیر است:

$$F = \rho A V \dot{u} \quad (۴-۲)$$

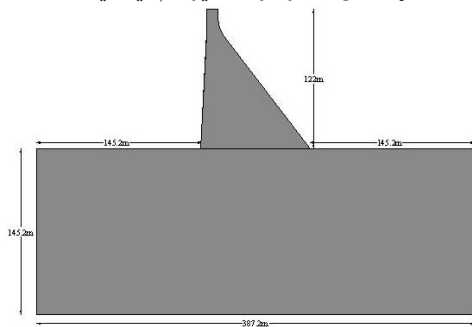
که در آن ρ چگالی خاک (سنگ پی)، A سطح مقطع المان، V سرعت انتشار امواج است. با توجه به انتشار امواج به صورت امواج P و SV این شرط مرزی می‌بایست قابلیت جذب کامل امواج را در جهت عمود بر المان و مماس بر المان داشته باشد. بنابراین برای جذب امواج P که در جهت عمود بر سطح المان انتشار می‌یابند سرعت انتشار امواج برابر V_p در نظر گرفته شده است. برای جذب امواج SV که در جهت مماس بر سطح المان انتشار



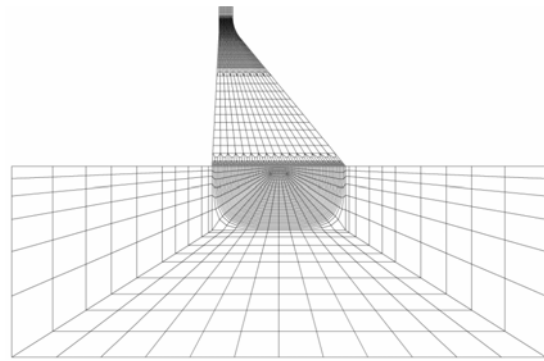
شکل (۳): مقطعی از بلندترین Monolith سد بتنی وزنی Pine Flat



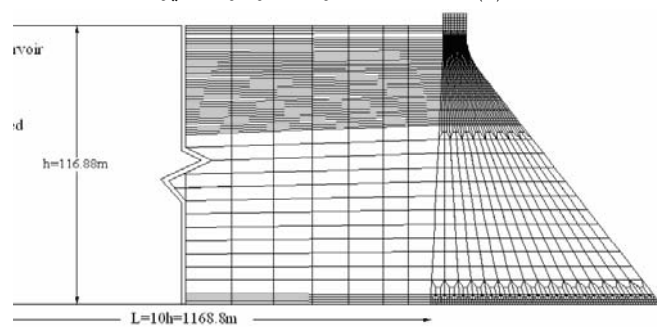
شکل(۴): مدل اندرکنشی سد و فونداسیون (لایه نیمه نامتناهی)



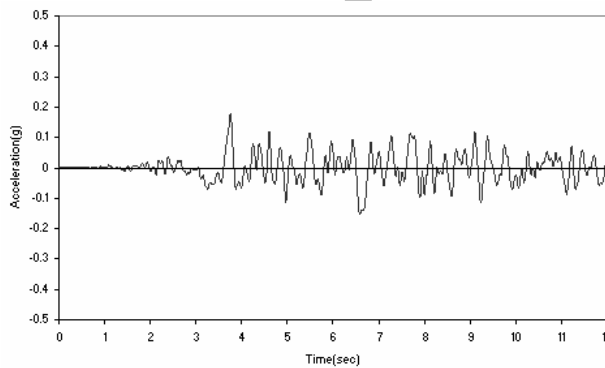
شکل(۶): مشخصات هندسی فونداسیون



شکل(۵): مدل المان محدود سد و فونداسیون



شکل(۷): مدل المان محدود سد و دریاچه



شکل(۸): تاریخچه زمانی شتاب وارد شده در راستای افق برای شتاب‌نگاشت Kern county

می‌شود. مقاومت کششی فونداسیون سد نیز ۱۰٪ مقاومت فشاری آن و برابر با $2/7 MPa$ فرض می‌شود. همچنین انرژی شکست فونداسیون برابر با $150 N/m$ انتخاب می‌شود. ضریب دینامیکی بزرگنمایی انتخاب شده برای مقاومت کششی و انرژی شکست فونداسیون برابر با $1/2$ می‌باشد. بارگذاری سد Pine Flat در آنالیزها شامل بار وزن، فشار هیدرواستاتیک و بارهای ناشی از زلزله می‌باشد. اثرات فشار برخاستی در آنالیز دینامیکی سد در نظر گرفته نشده است. همچنین از بارگذاری رسوب به دلیل ارتفاع کم آن صرف نظر شده است. به منظور لحاظ کردن فشار هیدرواستاتیک و هیدرودینامیک، ارتفاع آب دریاچه‌ی سد برابر با

مدول الاستیسیته‌ی بتن، وزن مخصوص بتن و ضریب پواسون بتن به ترتیب برابر با $27580 MPa$ ، N/m^3 و $0/2$ و 23520 مصرفی در سازه‌ی سد نیز ۱۰٪ مقاومت فشاری آن و برابر با $2/7 MPa$ فرض می‌شود. همچنین انرژی شکست بتن برابر با $250 N/m$ انتخاب می‌شود. ضریب دینامیکی بزرگنمایی انتخاب شده برای مقاومت کششی و انرژی شکست بتن برابر با $1/2$ می‌باشد [۵]. مدول الاستیسیته‌ی فونداسیون، وزن مخصوص فونداسیون و ضریب پواسون فونداسیون به ترتیب برابر با $13790 MPa$ ، $25878/8 N/m^3$ و $0/2$ انتخاب

Am/116 در نظر گرفته می‌شود.

به منظور در نظر گرفتن اثرات انعطاف پذیری فونداسیون بر روی ترکهای ایجاد شده در سد تحت اثر بارهای لرزه‌ای، می‌بایست حجم مناسبی از فونداسیون در مدل المان محدود لحاظ شود. مدل المان محدود اندرکنش سد و فونداسیون و مشخصات هندسی آن در اشکال (۴)، (۵) و (۶) نشان داده شده است. در این مدل عمق فونداسیون و طول آن از هر طرف ۱٫۵ برابر طول پایه‌ی سد در نظر گرفته شده است.

در این مطالعه از روش α نوشتن معادلات کوپله‌ی سد و دریاچه استفاده می‌شود و برای حل معادلات کوپله که به روش α نوشته شده است، از روش Staggered displacement استفاده می‌شود. این روش برای آنالیز غیر خطی شکست سدهای بتنی مناسب می‌باشد [۵، ۱۷-۱۸]. برای بارگذاری زلزله‌ی سد Pine Flat از مولفه‌ی افقی زلزله‌ی Taft Lincoln که در ۲۵ جولای سال ۱۹۵۲ توسط شتاب نگاشت ایستگاه Kern county ثبت شده است، استفاده می‌شود (شکل (۸)).

بیشینه شتاب حرکت زمین در رکورد فوق برابر با $0.179g$ می‌باشد. به منظور بررسی گسترش ترک به هنگام آنالیز دینامیکی غیرخطی سد، رکورد تاریخی‌ی زمانی شتاب زلزله‌ی Taft Lincoln با ضرایب $2/8$ ، $A=1/5$ ، مقیاس شده و در جهت بالادست-پایین دست در نظر گرفته می‌شود.

همچنین برای در نظر گرفتن استهلاک انرژی از رابطه رایلی برای بدست آوردن ضریب میرایی استفاده شده است.

$$[C] = a[M] + b[K] \quad (5-1)$$

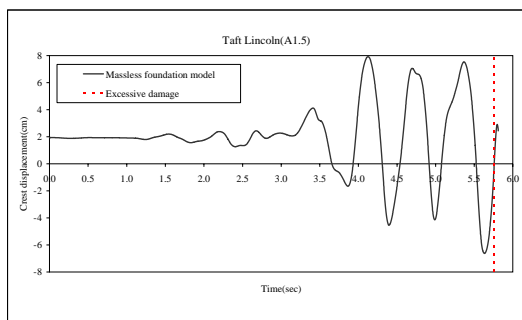
در رابطه (۵-۱)، [M] ماتریس جرم کل سیستم سد - فونداسیون و [K] ماتریس سختی آن می‌باشد. بنابراین به منظور آنالیز دینامیکی سد Pine Flat، ضریب a برابر با صفر فرض شده و ضریب b به گونه‌ای انتخاب شده است که نسبت میرایی در مود اول نوسان سیستم سد - فونداسیون، 1% برابر با 0.5% باشد.

۵-۱- مدل فونداسیون بدون جرم:

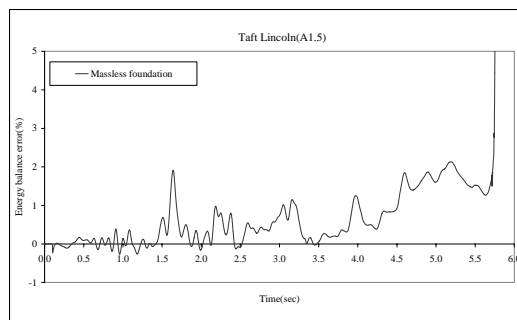
یکی از روش‌های مدل‌سازی اندرکنش سد-فونداسیون، مدل فونداسیون بدون جرم است. در این مدل تنها اثر میرایی سازه‌ای فونداسیون و انعطاف پذیری آن در نظر گرفته می‌شود و از اثر اینرسی و میرایی هندسی فونداسیون صرف نظر می‌شود. در این روش از تکیه‌گاه‌های غلطکی در دو پهلو فونداسیون استفاده شده و از جابجایی کف فونداسیون به منظور حفظ پایداری کل سیستم صرف نظر شده است. آنالیز دینامیکی، تحت اثر زلزله‌ی Taft Lincoln با مقیاس $A=1/5$ انجام گرفته است. شکل (۹) تاریخچه زمانی تغییر مکان گره‌ای تاج سد را برای آنالیز دینامیکی غیر خطی سد بر روی فونداسیون بدون جرم نشان می‌دهد. شکل (۱۰) میزان خطای تعادل انرژی را برای مدل فونداسیون بدون جرم، تحت اثر زلزله‌ی Taft Lincoln با مقیاس $A=1/5$ نشان می‌دهد. شکل (۱۱) نیز پروفیل ترک‌های ایجاد شده در سد را برای مدل فونداسیون بدون جرم تحت اثر زلزله‌ی Taft Lincoln با مقیاس $A=1/5$ نشان می‌دهد.

۵-۲- مدل لایزمر:

در این مدل اثر جرم فونداسیون در نظر گرفته شده است و به منظور در نظر گرفتن اثر میرایی هندسی فونداسیون در اندرکنش سد - فونداسیون از شرط مرزی لایزمر در مرز انتهای دور فونداسیون استفاده می‌شود. همانطور که در شکل (۱۲) مشاهده می‌شود، در مقایسه با مدل فونداسیون بدون جرم، در نظر گرفتن اثر جرم و میرایی هندسی فونداسیون باعث کاهش تاریخچه زمانی تغییر مکان گره‌ای تاج سد شده و سد تحت اثر زلزله‌ی Taft Lincoln با مقیاس $A=1/5$ دچار خسارت‌های گسترده نمی‌شود. مطابق شکل (۱۳) ماکزیمم میزان خطای تعادل انرژی برای مدل لایزمر، تحت اثر زلزله‌ی Taft Lincoln با مقیاس $A=1/5$ کمتر از 1% می‌باشد. شکل پروفیل‌های ترک ایجاد شده در سد برای مدل لایزمر، تحت اثر زلزله‌ی Taft Lincoln با مقیاس $A=1/5$ ، به صورت شکل (۱۴) می‌باشد.



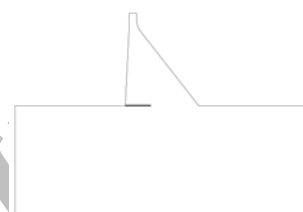
شکل(۹): تاریخچه زمانی تغییر مکان گره‌ای تاج سد برای مدل فونداسیون بدون جرم



شکل (۱۰): نمودار تغییرات خطای تعادل انرژی سد برای مدل فونداسیون بدون جرم



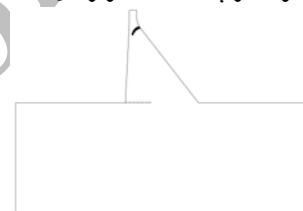
الف- شروع ترک در پاشنه سد در زمان $t=3.332$ sec



ب- رشد پروفیل ترک در پاشنه سد در زمان $t=4.138$ sec

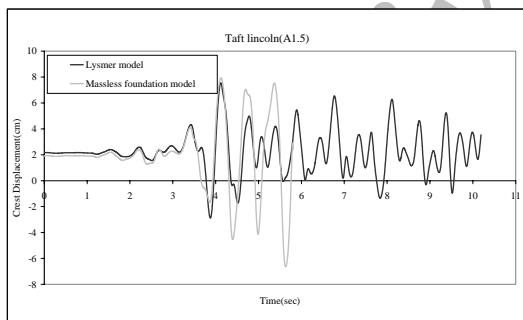


ج- شروع ترک در تاج سد در زمان $t=4.978$ sec

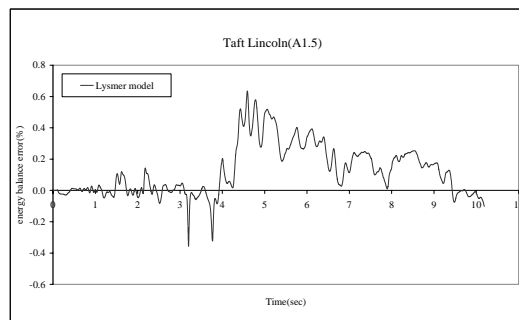


د- ایجاد ترک‌های گسترده در سد در زمان $t=5.70$ sec

شکل(۱۱): پروفیل ترک‌های ایجاد شده در سد برای مدل فونداسیون بدون جرم تحت اثر زلزله‌ی Taft Lincoln با مقیاس $A=1/5$



شکل(۱۲): تاریخچه زمانی تغییر مکان گره‌ای تاج سد برای مدل فونداسیون بدون جرم و مدل لایزمر



شکل (۱۳): میزان خطای تعادل انرژی برای مدل لایزمر

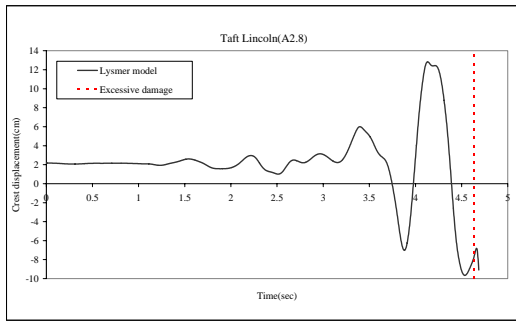


الف- شروع ترک در پاشنه سد در زمان $t=3.328$ sec

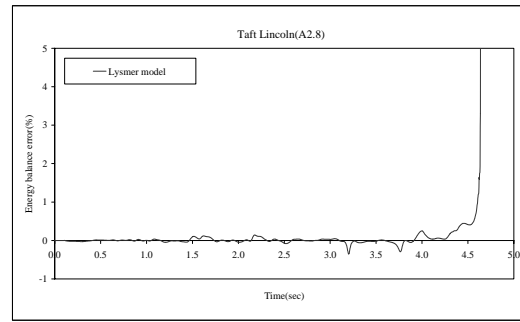


ب- رشد پروفیل ترک در پاشنه سد در زمان $t=4.228$ sec

شکل(۱۴): پروفیل ترک‌های ایجاد شده در سد برای مدل لایزمر تحت اثر زلزله‌ی Taft Lincoln با مقیاس $A=1/5$



شکل (۱۵): تاریخچه زمانی تغییر مکان گره‌ای تاج سد برای مدل لایزمر



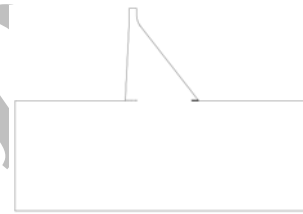
شکل (۱۶): میزان خطای تعادل انرژی برای مدل لایزمر



الف- شروع ترک در پاشنه سد در زمان $t=3.264 \text{ sec}$



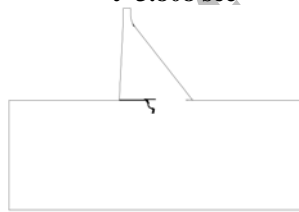
ب- شروع ترک در پنجه سد در زمان $t=3.808 \text{ sec}$



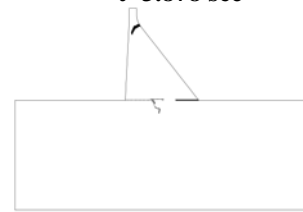
ج- شروع ترک در تاج سد در زمان $t=3.878 \text{ sec}$



د- ورود پروفیل ترک به درون فونداسیون سد در زمان $t=4.088 \text{ sec}$



ن- رشد پروفیل ترک به درون فونداسیون سد در زمان $t=4.20 \text{ sec}$



د- ایجاد ترک‌های گسترده در سد در زمان $t=4.65 \text{ sec}$

شکل (۱۷): پروفیل ترک‌های ایجاد شده در سد برای مدل لایزمر تحت اثر زلزله‌ی Taft Lincoln با مقیاس $A=2/8$

۶- نتیجه‌گیری:

با استفاده از روش فونداسیون بدون جرم، تنها اثر انعطاف‌پذیری و میرایی سازه‌ای فونداسیون در اندرکنش سد - فونداسیون در نظر گرفته می‌شود و از اثرات اینرسی و میرایی هندسی فونداسیون صرف نظر خواهد شد. این امر باعث افزایش تاریخچه زمانی تغییر مکان گره‌ای تاج سد شده و میزان خسارت‌های ناشی از ترک خوردگی در سد را تشدید می‌کند. بنابراین می‌توان گفت که روش فونداسیون بدون جرم برای آنالیز دینامیکی غیر خطی سدهای بتنی وزنی روشی محافظه‌کارانه خواهد بود.

استفاده از روش فونداسیون جرم‌دار برای مدل‌سازی اندرکنش سد - فونداسیون یا به عبارت دیگر در نظر

همان طور که مشاهده می‌شود در نظر گرفتن اثر اینرسی فونداسیون در اندرکنش سد - فونداسیون باعث کاهش تاریخچه زمانی تغییر مکان گره‌ای تاج سد شده و سد تحت اثر زلزله‌ی Taft Lincoln با مقیاس $A=1/5$ دچار خسارت‌های گسترده نمی‌شود. همچنین شکل‌های (۱۵) و (۱۶)، به ترتیب تاریخچه زمانی تغییر مکان گره‌ای تاج سد و نمودار تغییرات خطای تعادل انرژی، را برای مدل لایزمر، تحت اثر زلزله‌ی Taft Lincoln با مقیاس $A=2/8$ نشان می‌دهد. شکل (۱۷) نیز پروفیل ترک‌های ایجاد شده در سد را برای مدل لایزمر تحت اثر زلزله‌ی Taft Lincoln با مقیاس $A=2/8$ نشان می‌دهد. مطابق شکل، سد تحت اثر چنین زلزله‌ای دچار خسارت‌های گسترده شده است.

- of NLFM Models to Predict Cracking in Concrete Gravity dams”, Journal of Structural Engineering, ASCE, 120(4), 1255-1271, 1994.
- [11] Bhattacharjee, S.S. and Leger, P. “Fracture response of gravity dams due to rise of reservoir elevation”, Journal of Structural Engineering, ASCE, 121(9), 1298-1305, 1995.
- [12] Gylltoft, K. “A fracture mechanics model for fatigue in concrete”, Materials & Construction, 17, 55-58, 1984
- [13] Wolf, J.P. "Soil-Structure-Interaction Analysis in Time Domain", Prentice-Hall, Englewood Cliffs, NJ, 1988.
- [14] Wilson E.L. “Three Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures, A Physical Approach with Emphasis on Earthquake Engineering”, 4th ed, Computers and Structures, Inc., 2000
- [15] Lysmer, J. and Kuhlemeyer, R.L. "Finite Dynamic Model for Infinite Media", Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol. 95, pp. 859-877, 1969.
- [16] Mirzabozorg, H., Ghaemian, M., Noorzad, A. and Abbasi Zoghi, M. "Dam-Reservoir-Foundation Interaction Effects on Nonlinear Seismic Behavior of Concrete Gravity Dams Using Damage Mechanics Approach", European Earthquake Engineering, Vol. 3, pp. 52-62, 2007.
- [17] US. Army Corps of Engineers (USACE) “Time-History Dynamic Analysis of Concrete Hydraulic Structures; Chapter 2-Analytical Modeling of Concrete Hydraulic Structures, 3-Time-History Numerical Solution Techniques”, EM 1110-2-6051, 22 December 2003
- [18] Ghaemian, M., Ghobarah, A. "Staggered Solution Schemes for Dam-Reservoir Interaction", Journal of Fluid and Structures, Vol. 12, pp. 933-948, 1998.

گرفتن اثر اینرسی فونداسیون در اندرکنش سد - فونداسیون باعث جذب بخشی از انرژی ورودی به سیستم سد - دریاچه - فونداسیون، تحت اثر زلزله می شود. این امر پایداری دینامیکی سیستم را به میزان قابل توجهی بهبود می بخشد. اعمال شرط مرزی جاذب انرژی در مرز انتهای دور فونداسیون یا به عبارت دیگر در نظر گرفتن اثر میرایی هندسی فونداسیون برای آنالیز دینامیکی غیر خطی سد بر روی فونداسیون جرم دار باعث کاهش تاریخچه زمانی تغییر مکان گره ای تاج سد شده و از میزان خسارت های ناشی از ترک خوردگی در سد می کاهد.

۷- مرجع مطالب:

- [1] Fenves, G., Chopra, A.K. "Earthquake Analysis of Concrete Gravity Dams Including Reservoir Bottom Absorption and Dam-Water-Foundation Rock Interaction", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 12, No.5, pp. 663-680, 1984.
- [2] Rescher, O. "Importance of cracking in concrete dams", Engineering Fracture Mechanics, 35(3), 503-524, 1990
- [3] Leger, P. Bahattacharjee, SS. "Reduced frequency-independent models for seismic analysis of concrete gravity dam", Computer and Structures, 44(6), 1381-7, 1992
- [4] Bhattacharjee, S.S. and Leger, P. “Seismic cracking and energy dissipation in concrete gravity dams”, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 22, 991-1007, 1993.
- [5] Ghaemian, M., Ghobarah, A. "Nonlinear Seismic Analysis of Concrete Gravity Dams including Dam-Reservoir Interaction", engineering Structures 21(1999) 306-315.
- [6] Fenves, G., Chopra, A.K. "EAGD-84: A Computer Program for Earthquake Analysis of Concrete Gravity Dams", Report No. UCB/EERC 84-11, University of California, Berkeley, 1984.
- [7] Fok, K.L., Hall, J.F. and Chopra, A.K. "EACD-3D: A Computer Program for Three-Dimensional Analysis of Concrete Dams", Report No. UCB/EERC 86/09, University of California, Berkeley, 1986.
- [8] Ghaemian, M., Noorzad, A. and Moghaddam, R.M. "Foundation Effect on seismic response of concrete arch dams including Dam-reservoir Interaction, European Earthquake Engineering, Vol.3, pp. 49-57, 2005
- [9] Nuss, L., Munoz, R. and Jackmauh, F, "Influence of dam-foundation interaction in seismic safety evaluation of two arch dams", 12th World Congress in Earthquake Engineering , NO. 1113/6/A
- [10] Bhattacharjee, S.S. and Leger, P. “Application