



دانشگاه صنعتی امیرکبیر
(پلی تکنیک تهران)

دوره چهل و شش، شماره ۱، تابستان ۱۳۹۳، صفحه ۱۱ تا ۲۲
Vol. 46, No. 1, Summer 2014, pp. 11-22



نشریه علمی - پژوهشی امیرکبیر (مهندسی عمران و محیط زیست)
Amirkabir Journal of Science & Research (Civil & Environmental Engineering)
(AJSR - CEE)

تحلیل دینامیکی سدهای بتنی وزنی با در نظر گرفتن اندرکنش دینامیکی سد و سنگ پی

حمیدرضا کاظمی نیا کرانی^{۱*}، وحید لطفی^۲

۱- کارشناسی ارشد، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه صنعتی امیرکبیر

۲- استاد، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه صنعتی امیرکبیر

(دریافت ۱۳۸۸/۱۲/۸، پذیرش ۱۳۹۲/۱۲/۲)

چکیده

مطالعات گذشته نشان داده‌اند که اندرکنش سد-سنگ پی، اثر زیادی در پاسخ دینامیکی سدهای بتنی دارد. در ضمن روش‌های متعددی، از جمله روشهای اجزاء مرزی و یا ترکیب اجزاء مرزی با اجزاء محدود، برای بررسی اثر اندرکنش سد-سنگ پی ارائه شده است. البته، استفاده از روش‌هایی که تاکنون ارائه شده‌اند، پیچیدگی خاص دارند. بنابراین در این مقاله برنامه‌ی برای ساده‌سازی مسأله، سامان‌دهی شده است و اندرکنش سد-سنگ پی مورد بررسی قرار گرفته است. در این برنامه، بدنه سد و سنگ پی که به صورت سه بعدی در نظر گرفته شده، با اجزاء محدود تقسیم‌بندی شده‌اند. گفتنی است، نتایج روش FE-FE در مطالعه حاضر بسیار نزدیک به مدل‌های به نسبت پیچیده مطالعات گذشتگان است. علاوه بر این، برنامه مذکور قادر به استفاده از روش استخراج حلال میرایی می‌باشد. همچنین در این مطالعه، اثر روش استخراج حلال میرایی بر افزایش همگرایی پاسخ دینامیکی سدهای بتنی وزنی نیز مورد بررسی قرار گرفته است.

کلمات کلیدی

اندرکنش دینامیکی سد و سنگ پی، سدهای بتنی وزنی، روش اجزای محدود، روش استخراج حلال میرایی.

* نویسنده مسئول وعهده دار مکاتبات Email: kazemini.hamidreza@gmail.com

۱- مقدمه

۲۰۰۱ طرح دیگری برای تحلیل دینامیکی سد وزنی ارائه شد. در این مدل، سد با اجزاء محدود و سنگ پی با اجزاء مرزی تقسیم‌بندی شد [۹].

یکی از مهمترین مشکلات کارهای به نسبت دقیق گذشته، بکار بردن روابط پیچیده اجزاء مرزی و یا ترکیب اجزاء مرزی و اجزاء محدود است. بدین منظور در این مقاله سعی بر این است که از روش اجزای محدود که روش ساده‌تری نسبت به اجزاء مرزی است، برای بررسی اندرکنش دینامیکی مجموعه سدهای بتنی وزنی و سنگ پی استفاده شود. گفتنی است که برای تحلیل سازه از روش زیرسازه^۱ استفاده شده و تحلیل سازه در حوزه فرکانس بررسی شده است. در ضمن، می‌توان نتایج مطالعه گفته شده را با نتایج روش‌های تحلیلی و یا روش ترکیب اجزاء مرزی و اجزاء محدود که در مراجع [۹،۱۰] آورده شده‌اند، مقایسه نمود.

۲- معادلات حاکم بر سد بر روی سنگ پی انعطاف‌پذیر

یکی از حالت‌های تحلیل دینامیکی سدهای بتنی وزنی، تحلیل سیستم سد بر روی سنگ پی انعطاف‌پذیر با مخزن خالی است. در این بخش معادلات حاکم بر سیستم سد بر روی سنگ پی انعطاف‌پذیر مورد بررسی قرار می‌گیرد. مدل مورد نظر به سه گروه از نقاط گرهی تقسیم‌بندی می‌شود، این سه گروه عبارتند از:

گره‌های مشترک بین سد و سنگ پی که با "b" نشان داده می‌شوند.

گره‌های مربوط به سد که با "u" نشان داده می‌شوند.

گره‌های مربوط به سنگ پی که با "f" نشان داده می‌شوند.

با استفاده از روش سختی مستقیم در تحلیل سازه‌ها، معادلات تعادل حاکم بر سیستم سد-سنگ پی بر حسب جمله‌هایی از جابه‌جایی Γ نسبت به جابه‌جایی میدان آزاد u ، به صورت رابطه (۱) خواهد بود:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{r}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{r}} + \mathbf{K}\mathbf{r} = -\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}} - \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}} - \mathbf{K}\mathbf{u} \quad (1)$$

که در آن \mathbf{M} ، \mathbf{C} و \mathbf{K} به ترتیب ماتریس‌های جرم، میرایی و سختی مربوط به سیستم سد-سنگ پی هستند. در صورتیکه جابه‌جایی میدان آزاد در کلیه گره‌های پایه سد u_b ثابت باشد، u حرکت جسم صلب سد است. بنابراین:

$$\begin{bmatrix} \mathbf{K}_{uu} & \mathbf{K}_{ub} \\ \mathbf{K}_{bu} & \mathbf{K}_{bb}^u \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{u}_u \\ \mathbf{u}_b \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad (2)$$

همچنین معادله حرکت دینامیکی میدان آزاد ایجاب

اثر اندرکنش سنگ پی و سازه هنگامی اهمیت دارد که سازه از نوع سازه‌های حجیم و سنگین باشد و یا اینکه نتوان از صلبیت سازه در مقابل صلبیت سنگ پی صرفه‌نظر نمود. سدهای بتنی وزنی از نوع سازه‌های حجیم است که نمی‌توان اثر سنگ پی را بر پاسخ دینامیکی سد نادیده گرفت [۱]. یکی از پیچیدگی‌های تحلیل دینامیکی سدهای بتنی، در نظر گرفتن اندرکنش سد و سنگ پی است. اندرکنش دینامیکی سد و سنگ پی، مطالعه‌ای است در مورد سد بر روی سنگ پی انعطاف‌پذیر که در معرض حرکات دینامیکی قرار می‌گیرد.

مسئله مورد بررسی در این مقاله، که همان اثر زلزله بر سدهای بتنی وزنی است، با بهره‌جویی از تحلیل دینامیکی مجموعه سد-سنگ پی در حوزه فرکانس، تحلیل می‌شود. برای این منظور، برنامه‌ای نوشته شده [۲] و مسئله را تحلیل نموده است و در پایان، پاسخ دینامیکی سد را در دسترس قرار می‌دهد. در این میان، با روش اجزای محدود تحلیل سد بتنی و سنگ پی محدوده اطراف آن انجام شده است.

از نظر مطالعات قبلی مرتبط با موضوع مورد بحث، گفتنی است که، ابتدا در سال ۱۹۸۱ روشی کلی برای تحلیل دینامیکی سدهای وزنی در حوزه فرکانس، براساس روش زیرسازه و با در نظر گرفتن هر سه اندرکنش (سد-سنگ پی، سد-آب مخزن و سنگ پی-آب مخزن)، توسط چوپرا و چاکرابارتی ارائه شد [۳]. چند سال بعد، چوپرا و فنوس [۴]، راهکار پیشین [۳] را بهبود بخشیدند. آنها با وارد نمودن اثر جذب امواج کف مخزن، بر دقت پاسخ‌ها افزودند. گفتنی است در همین سال‌ها، مسئله انتشار موج در محیط‌های نیمه بیکران دو بعدی و سه بعدی مانند محدوده سنگ پی سدهای بتنی نیز مورد توجه پژوهشگران بود و راهکارهایی برای حل آن، به روش اجزای محدود [۵] و المان‌های مرزی [۶] ارائه شده است. در سال ۱۹۸۷، لطفی و همکارانش [۷]، بکارگیری المان‌های نیمه بی‌نهایت سیال را، در مورد سنگ پی نیز گسترش دادند و بدین ترتیب، توانستند تمامی اثرات اندرکنشی را بطور دقیق و برای پی‌های افقی و با ضخامت محدود در نظر بگیرند. در سال ۱۹۹۰، یک روش جدید تحلیل لرزه‌ای سدهای وزنی ارائه شد. این روش در آن زمان یکی از کامل‌ترین و دقیق‌ترین روش‌های تحلیل سدهای وزنی به شمار می‌رفت که در آن هر سه اندرکنش موجود (سد-سنگ پی، سد-آب مخزن و سنگ پی-آب مخزن) در نظر گرفته شده بود [۸]. این روش، بدلیل استفاده از روش المان‌های مرزی در همه بخش‌های مجموعه، روش بسیار زمانبر و غیرمؤثر به شمار می‌رود. در سال می‌نماید که:

$$\ddot{\mathbf{u}}(\omega) = \mathbf{J} \ddot{\mathbf{u}}_g(\omega) \quad (8)$$

که در آن \mathbf{J} عبارت است از:

$$\mathbf{J} = \begin{bmatrix} \mathbf{J}_u \\ \mathbf{J}_b \\ \mathbf{J}_f \end{bmatrix}_{3N \times 3} \quad (9)$$

ماتریس‌های \mathbf{J}_u ، \mathbf{J}_b و \mathbf{J}_f به صورت رابطه (۱۰) تعریف می‌شود:

$$\mathbf{J}_k = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & \dots & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 1 & 0 \end{bmatrix}_{3 \times 3N_k}^T \quad ; k = u, b, f \quad (10)$$

که در آن N_u ، N_b و N_f به ترتیب تعداد گره‌های مربوط به بدنه سد به استثناء مرز مشترک، مرز مشترک بین سد-سنگ پی و سنگ پی است. در بعضی از حالات تحلیل که جرم سنگ پی لحاظ شده است، برای مستهلک نمودن امواج برخوردی به مرزها، مستهلک کننده‌هایی در نظر گرفته شده است. این دمپرها قادر به تضعیف امواج طولی و عرضی هستند. مقدار کمی هر کدام از دمپرها طولی و عرضی در واحد سطح به ترتیب طبق روابط (۱۳) و (۱۴) بدست می‌آیند. در روابط زیر λ مدول بالک، ν ضریب پواسون، E مدول الاستیسیته، G مدول برشی، ρ چگالی، C_p و C_s مقدار کمی مستهلک کننده‌ها در واحد سطح هستند:

$$\lambda = \frac{(1-\nu)E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \quad (11)$$

$$G = \frac{E}{2 \times (1+\nu)} \quad (12)$$

$$C_p = \sqrt{\lambda \times \rho} \quad (13)$$

$$C_s = \sqrt{G \times \rho} \quad (14)$$

با در نظر گرفتن مستهلک کننده در بعضی از وجه‌های سنگ پی، ماتریس سختی دینامیکی عبارت خواهد بود با:

$$\mathbf{K}_d = -\omega^2 \mathbf{M} + (1 + 2\beta i) \mathbf{K} + i\omega \mathbf{C}_{dashpot} \quad (15)$$

که در آن، $\mathbf{C}_{dashpot}$ ماتریس میرایی دمپرهایی که در مرزهای سنگ پی قرار داده شده‌اند، است.

با رویکرد زیرسازه، می‌توان معادله دینامیکی حاکم بر سیستم سد-سنگ پی را به صورت رابطه (۱۶) نوشت:

$$\begin{bmatrix} \mathbf{S}_{uu} & \mathbf{S}_{ub} \\ \mathbf{S}_{bu} & \mathbf{S}_{bb}^u + \hat{\mathbf{S}}_{\beta f}^f(\omega) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{r}_u \\ \mathbf{r}_b \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{J}_u \\ \mathbf{J}_b \end{bmatrix} \ddot{\mathbf{u}}(\omega) \quad (16)$$

که در آن جمله \mathbf{S}_{uu} از رابطه (۱۷) بدست می‌آید:

$$\mathbf{S}_{uu}(\omega) = -\omega^2 \mathbf{M}_{uu} + (1 + 2\beta_d i) \mathbf{K}_{uu} \quad (17)$$

$$\begin{bmatrix} \mathbf{M}_{bb}^f & \mathbf{M}_{bf} \\ \mathbf{M}_{fb} & \mathbf{M}_{ff} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{\mathbf{u}}_b \\ \ddot{\mathbf{u}}_f \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{C}_{bb}^f & \mathbf{C}_{bf} \\ \mathbf{C}_{fb} & \mathbf{C}_{ff} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{\mathbf{u}}_b \\ \dot{\mathbf{u}}_f \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{K}_{bb}^f & \mathbf{K}_{bf} \\ \mathbf{K}_{fb} & \mathbf{K}_{ff} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{u}_b \\ \mathbf{u}_f \end{bmatrix} = 0 \quad (3)$$

بنابراین با ساده سازی سمت راست رابطه (۱)، می‌توان این رابطه را به صورت رابطه (۴) بیان نمود:

$$\mathbf{M} \ddot{\mathbf{r}} + \mathbf{C} \dot{\mathbf{r}} + \mathbf{K} \mathbf{r} = - \begin{bmatrix} \mathbf{M}_{uu} & \mathbf{M}_{ub} & 0 \\ \mathbf{M}_{bu} & \mathbf{M}_{bb}^u & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{\mathbf{u}}_u \\ \ddot{\mathbf{u}}_b \\ \ddot{\mathbf{u}}_f \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} \mathbf{C}_{uu} & \mathbf{C}_{ub} & 0 \\ \mathbf{C}_{bu} & \mathbf{C}_{bb}^u & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{\mathbf{u}}_u \\ \dot{\mathbf{u}}_b \\ \dot{\mathbf{u}}_f \end{bmatrix} \quad (4)$$

با توجه به رابطه (۴) دیده می‌شود که سمت راست این معادله بدون جرم و میرایی ویسکوز محدود شده سنگ پی است. برای انتقال از حوزه زمان به حوزه فرکانس، کافیت تابع زمانی را به تابع فرکانسی تبدیل نمود. برای تحریک هارمونیک $\ddot{\mathbf{u}}_g(t) = \ddot{\mathbf{u}}_g(\omega) e^{i\omega t}$ با فرکانس ω ، جابه‌جایی نیز رفتار هارمونیک خواهد داشت، یعنی می‌توان بردار جابه‌جایی را به صورت $\mathbf{r}(t) = \mathbf{r}(\omega) e^{i\omega t}$ بیان نمود. با تغییر حوزه زمان به فرکانس، رابطه (۴) به صورت رابطه (۵) بیان می‌شود:

$$\begin{bmatrix} -\omega^2 \mathbf{M} + i\omega \mathbf{C} + \mathbf{K} \end{bmatrix} \mathbf{r}(\omega) = \begin{bmatrix} \mathbf{M}_{uu} & \mathbf{M}_{ub} & 0 \\ \mathbf{M}_{bu} & \mathbf{M}_{bb}^u & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \ddot{\mathbf{u}}(\omega) - \begin{bmatrix} \mathbf{C}_{uu} & \mathbf{C}_{ub} & 0 \\ \mathbf{C}_{bu} & \mathbf{C}_{bb}^u & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \dot{\mathbf{u}}(\omega) \quad (5)$$

با در نظر گرفتن میرایی هیسترتیک، رابطه (۵) به صورت رابطه (۶) خواهد شد:

$$\begin{bmatrix} -\omega^2 \mathbf{M} + (1 + 2\beta i) \mathbf{K} \end{bmatrix} \mathbf{r}(\omega) = \begin{bmatrix} \mathbf{M}_{uu} & \mathbf{M}_{ub} & 0 \\ \mathbf{M}_{bu} & \mathbf{M}_{bb}^u & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \ddot{\mathbf{u}}(\omega) \quad (6)$$

رابطه (۶) را می‌توان به صورت دیگری نیز بیان نمود:

$$\mathbf{K}_d \mathbf{r}(\omega) = \begin{bmatrix} \mathbf{M}_{uu} & \mathbf{M}_{ub} & 0 \\ \mathbf{M}_{bu} & \mathbf{M}_{bb}^u & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \ddot{\mathbf{u}}(\omega) \quad (7)$$

که در آن \mathbf{K}_d ماتریس سختی دینامیکی نامیده می‌شود. در رابطه فوق، به $\ddot{\mathbf{u}}(\omega)$ صورت رابطه (۸) تعریف می‌شود:

۳-۱- مدلها

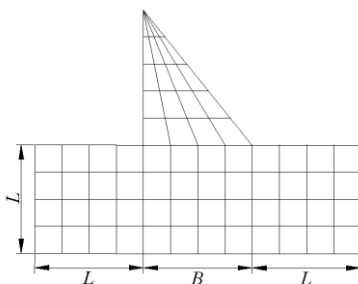
در این مقاله سد وزنی مثلثی که یک مدل ایده‌آل است، مورد مطالعه قرار گرفته است. به دلیل مطالعات زیادی که بر روی این سد انجام شده است و همچنین وجود امکان مقایسه نتایج با مرجع [۱۰]، این سد مورد استفاده قرار گرفته است.

سد مثلثی گفته شده دارای ارتفاع ۲۰۰ متر و پایه ۱۶۰ متر است که ارتفاع آن به پنج و پایه آن به چهار قسمت تقسیم‌بندی شده است. برای این سد پنج نمونه مدل اجزای محدود با سنگ پی‌های متفاوت تهیه شده است. اما در هر یک از مدلها، مدل بدنه سد یکسان است. از آنجایی که در آینده تصمیم به بررسی اندرکنش سد قوسی-سنگ پی بوده است، بدین منظور سد و سنگ پی به صورت سه بعدی در نظر گرفته شده‌اند. بنابراین، بدنه سد از ۲۰ المان ۲۰ گرهی ایزوپارامتریک در یک لایه تشکیل شده است. همچنین از المان ۲۰ گرهی ایزوپارامتریک برای مدل‌سازی سنگ پی استفاده شده است. نسبت ابعاد سنگ پی به پایه سد، تعداد گره‌های سنگ پی و تعداد المان‌های سد و سنگ پی در جدول (۱) ارائه شده‌اند:

جدول (۱): مشخصات مدل‌های اجزای محدود سد مثلثی

نام مدل	L/B	تعداد گره‌های سنگ پی	تعداد المانهای سد	تعداد المانهای سنگ پی
TM1	۱	۴۱۹	۲۰	۴۸
TM2	۲	۱۲۶۲	۲۰	۱۶۰
TM3	۳	۲۵۵۵	۲۰	۳۳۶
TM4	۴	۴۲۹۵	۲۰	۵۷۶
TM5	۵	۶۴۸۲	۲۰	۸۸۰

شکل (۱) به عنوان نمونه نشان دهنده مدل اجزای محدود TM1 با L/B برابر ۱، است. عوامل B و L در شکل (۱) نشان داده شده است:



شکل (۱): مدل اجزای محدود سد و سنگ پی TM1

۳-۲- مشخصات مصالح

بتن بدنه سد و سنگ پی، ایزوپارامتریک، همگن با رفتار ویسکو الاستیک خطی در نظر گرفته شده‌اند. مشخصات این مصالح عبارت است از:

جمله‌های S_{ub} و S_{bb}^u به صورت مشابه با S_{uu} ، تعریف می‌شوند. ماتریس $\tilde{S}_{\beta f}^f(\omega)$ از کاهش درجات آزادی ماتریس $S_{\beta f}^f(\omega)$ به درجات واقع بر فصل مشترک سد و سنگ پی بدست می‌آید.

$$S_{\beta f}^f(\omega) = \begin{bmatrix} S_{bb}^f & S_{bf}^f \\ S_{fb}^f & S_{ff}^f \end{bmatrix} \quad (18)$$

که در رابطه (۱۸) مقدار $S_{bb}^f(\omega)$ برابر است با:

$$S_{bb}^f(\omega) = \left[-\omega^2 M_{bb}^f + (1 + 2\beta_f i) K_{bb}^f \right] \quad (19)$$

همچنین جمله‌های S_{bf} و S_{fb} به صورت مشابه با رابطه (۱۹) محاسبه می‌شوند. گفتنی است، در صورت استفاده از میراگر در مرزها، جمله S_{ff} مشابه با رابطه (۱۵) محاسبه می‌شود.

روند استفاده از روش استخراج حلال میرایی به این صورت است که، ابتدا سنگ پی با میرایی بیش از میرایی واقعی‌اش (بین ۰/۲ تا ۰/۶) با استفاده از روش زیرسازه تحلیل می‌شود. در گام بعد، با استفاده از رابطه (۲۰)، میرایی سنگ پی به مقدار واقعی خودش باز می‌شود [۱۱]:

$$\tilde{S}_{\beta f}^f(\omega_j) = \frac{1 + 2i\beta_f}{1 + 2i\zeta} \left[\tilde{S}_{\zeta}^f(\omega_j) + \sqrt{1 + 2i\zeta} \times \left(\frac{1}{\sqrt{1 + 2i\beta_f}} - \frac{1}{\sqrt{1 + 2i\zeta}} \right) \omega_j \tilde{S}_{\zeta}^f(\omega) \Big|_{\omega=\omega_j} \right] \quad (20)$$

ماتریس سختی دینامیکی کاهش یافته با میرایی واقعی بوده و $\tilde{S}_{\zeta}^f(\omega_j)$ مقدار نظیرش در محیط محدود میرا با میرایی مصنوعی است. جمله آخر رابطه (۲۰) مشتق مربوط به $\tilde{S}_{\zeta}^f(\omega_j)$ نسبت به فرکانس است که از رابطه (۲۱) بدست می‌آید:

$$\tilde{S}_{\zeta}^f(\omega) \Big|_{\omega=\omega_j} = \frac{\tilde{S}_{\zeta}^f(\omega_{j+1}) - \tilde{S}_{\zeta}^f(\omega_{j-1})}{(\omega_{j+1}) - (\omega_{j-1})} \quad (21)$$

۳- مدلهای اجزای محدود و مشخصات مصالح

برنامه‌ای [۲] براساس تئوری بیان شده در بخش قبل فراهم شده است. در این برنامه سد و سنگ پی با اجزاء محدود تقسیم‌بندی شده‌اند. مصالح هر دو آنها ویسکو الاستیک خطی با رفتار ایزوتروپیک در نظر گرفته شده است.

فرکانس برای چهار حالت انجام شده و نتایج با هم مقایسه شده‌اند. چهار حالت مذکور عبارتند از:

- سد با سنگ پی که تنها انعطاف‌پذیری آن در نظر گرفته شود^۲، در این حالت مدول الاستیسیته سنگ پی در نظر گرفته شده اما جرم و میرایی آن صفر در نظر گرفته شده است. در ادامه تحلیل با چنین فرضیاتی، حالت اول تحلیل نامگذاری شده است.

- سد همراه با سنگ پی بدون جرم^۳، در این حالت جرم سنگ پی صفر در نظر گرفته شده اما مدول الاستیسیته و میرایی مخالف صفر است. در این حالت به دلیل اینکه جرم سنگ پی صفر در نظر گرفته شده است (مشابه حالت اول)، بنابراین موجی در آن به وجود نمی‌آید که مشکل ساز شود و نتایج را مخدوش نماید. در ادامه تحلیل با چنین فرضیاتی، حالت دوم تحلیل نامگذاری شده است.

- سد همراه با سنگ پی با جرم و مستهلک کننده^۴، در این حالت همه عوامل سنگ پی در نظر گرفته می‌شود. به دلیل اینکه جرم سنگ پی در نظر گرفته شده است امواج در آن ایجاد می‌شود و برای مستهلک نمودن امواج برخوردی به مرزها، میراگرهایی قرار داده شده است. در ادامه تحلیل با چنین فرضیاتی، حالت سوم تحلیل نامگذاری شده است.

- استخراج حلال میرایی^۵، در این حالت نیز کلیه عوامل سنگ پی در نظر گرفته می‌شود. اما میرایی در نظر گرفته شده برای سنگ پی بیش از مقدار واقعی‌اش است. در انتها، با توجه به روابط ارائه شده در بخش ۲، میرایی سنگ پی به مقدار واقعی خودش باز می‌گردد. در ادامه تحلیل با چنین فرضیاتی، حالت چهارم تحلیل نامگذاری شده است.

۴-۱- اثر محدوده مدل شده سنگ پی

در این بخش اثر محدوده مدل شده سنگ پی در پاسخ سیستم سد-سنگ پی مورد بررسی قرار گرفته است. بدین منظور از پنج مدل TM1 تا TM5 (طبق جدول (۱)) استفاده شده و نتایج آنها با هم مقایسه شده است. در ضمن مدول الاستیسیته سد و سنگ پی برابر بوده یعنی $E_f/E_s=1$ و تحلیل برای حالت‌های اول، دوم و سوم انجام شده است. نتایج مربوطه در نمودارهای ۱ تا ۳، ارائه شده است.

با توجه به نمودارها، دیده می‌شود، برای هر سه حالت، نتایج دو مدل TM4 و TM5 به هم نزدیک است. بنابراین می‌توان نتیجه گرفت که در هر سه حالت مدل‌سازی سنگ پی، جوابها برای نسبت $L/B=4$ همگرا می‌شوند. گفتنی است، نتیجه‌گیری فوق که برای $E_f/E_s=1$ ارائه شده برای سایر نسبتها نیز صادق است.

مدول الاستیسیته بتن	۲۷/۵ گیگاپاسکال
وزن حجمی بتن	۲۴/۸ کیلونیوتن بر متر مکعب
ضریب پواسون بتن	۰/۲
وزن حجمی سنگ پی	۲۶/۴ کیلونیوتن بر متر مکعب
ضریب پواسون سنگ پی	۰/۳۳۳

برای بررسی اثر مدول الاستیسیته سنگ پی بر پاسخ سیستم، این عامل متغیر، در نظر گرفته شده است. با توجه به اینکه پاسخ سیستم سد-سنگ پی، به نسبت مدول الاستیسیته سنگ پی به سد بستگی دارد، بنابراین تحلیل برای نسبت‌های سنگ پی به سد، بی‌نهایت، ۲، ۱، ۰/۵ و ۰/۲۵ انجام شده است.

۴- نتایج

بدلیل اینکه نتایج مدل‌های گفته شده با نتایج سد با سنگ پی صلب مقایسه شده است؛ بنابراین سد با پی صلب نیز مورد بررسی قرار گرفته است. در جدول (۲) فرکانس‌های اصلی سازه و همچنین فرکانس‌های نرمال شده (ω_i/ω_1) آورده شده‌اند. (ω_1) فرکانس اول سد با پی صلب است که همه فرکانسها نسبت به آن نرمال شده‌اند.)

جدول (۲): فرکانس‌های اصلی سازه

Frequency	ω_i (rad/sec)	f_i (Hz)	ω_i/ω_1
۱	۱۴/۱۰۸۷	۲/۲۴۵۵	۱/۰۰۰۰
۲	۳۲/۱۹۹۳	۵/۱۲۴۷	۲/۲۸۲۲
۳	۳۷/۱۱۸۴	۵/۹۰۷۶	۲/۶۳۰۹
۴	۵۵/۳۴۶۳	۸/۸۰۸۶	۳/۹۲۲۹
۵	۶۴/۲۹۳۵	۱۰/۲۳۲۶	۴/۵۵۷۰

در زیر نتایج حاصل از تحلیل مدل‌های معرفی شده در بخش قبل ارائه می‌شوند. تحلیل انجام شده برای هر مدل، شامل تحلیل دینامیکی در حوزه فرکانس است. این تحلیل‌ها به وسیله برنامه‌ای به زبان فورتن که به همین دلیل نوشته شده است، انجام می‌شود. برنامه گفته شده توانایی انجام انواع تحلیل‌های بیان شده، بر اساس روابط ارائه شده در بخش ۲ را دارد. درستی نتایج تحلیل‌های ارائه شده باید با مقایسه بررسی شود. این بررسی را می‌توان با مقایسه نتایج مقاله و نتایج مراجع دیگر انجام داد. تحلیل سد وزنی مثلثی، توسط چوپرا و چاکرابارتی، همچنین لطفی و همکاران در مراجع [۹، ۱۰] انجام شده است. با توجه به مدل ساخته شده در این مقاله و مراجع گفته شده، به راحتی می‌توان با مقایسه، درستی تحلیل را بررسی نمود که در ادامه این مقایسه ارائه خواهد شد.

در این مطالعه برای هر یک از مدل‌های TM1 تا TM5 تحلیل به روش زیرسازه انجام شده است. تحلیل در حوزه

۲-۴- اثر نسبت مدول الاستیسیته سد به سنگ پی

در این بخش، اثر نسبت مدول الاستیسیته سد و سنگ پی در پاسخ سیستم سد-سنگ پی مورد بررسی قرار می‌گیرد. همان طور که در بخشهای قبل بیان شد، تحلیل سازه فقط به سختی سد یا سنگ پی بستگی ندارد بلکه به نسبت سختی هر دو آنها بستگی دارد، بنابراین تحلیلها براساس نسبت‌های سختی مختلف انجام شده است. در ادامه نتایج شتاب افقی و قائم مربوط به تاج سد وزنی مثلثی تحت تحریک افقی و قائم زمین مربوط به حالت‌های اول، دوم و سوم ارائه شده است. گفتنی است، بدلیل مناسب بودن نتایج مدل TM4 برای هر سه حالت گفته شده (مطابق مطالب ارائه شده در بخش قبل)، اثر نسبت مدول الاستیسیته برای مدل TM4 یعنی $E_p/E_s=4$ مورد بررسی قرار می‌گیرد. نتایج مربوطه در نمودارهای ۴ الی ۶ ارائه شده است. نمودارها نشان می‌دهند که، در حالت اول تحلیل، با کاهش نسبت مدول الاستیسیته سنگ پی به سد، فرکانس اول کاهش یافته و شتاب تاج سد افزایش می‌یابد. اما در دو حالت دیگر، با کاهش نسبت مدول الاستیسیته سنگ پی به سد، فرکانس اول و شتاب تاج سد کاهش می‌یابد. البته هنوز حالت دوم تحلیل نسبت به حالت سوم تحلیل (نزدیکترین مدل به جوابهای دقیق) همچنان خطای قابل توجهی دارد و نمی‌توان بعنوان یک مدل قابل قبول برای تحلیل دینامیکی سدهای بتنی وزنی، آن را پذیرفت.

نمودار ۷ برگرفته از مرجع [۱۰] برای مقایسه نتایج ارائه شده است. در نمودار گفته شده، مقدار شتاب تاج سد تحت تحریک زمین با در نظر گرفتن اندرکنش سد-سنگ پی ارائه شده است. گفتنی است، روش مورد استفاده در مرجع گفته شده، روش تحلیلی است. با مقایسه نمودارهای گفته شده، با نمودارهای ارائه شده در این مطالعه، بخصوص در فرکانسهای ابتدایی، چندان اختلافی دیده نمی‌شود. بنابراین می‌توان نتیجه گرفت که، می‌توان با روش اجزاء محدود، نتایج قابل قبولی گرفت.

۳-۴- اثر روش استخراج حلال میرایی

در این بخش، اثر روش استخراج حلال میرایی در نتایج، مورد بررسی قرار گرفته است. بدین منظور از پنج مدل TM1 تا TM5 (طبق جدول (۱)) برای سه نسبت میرایی ۰/۰۵، ۰/۲ و ۰/۶ مورد بررسی قرار گرفته و نتایج آنها با هم مقایسه شده است. نتایج برای دو نسبت مدول الاستیسیته سنگ پی به سد ۰/۲۵ و ۲ بدست آورده شده است. همچنین فقط پاسخهای شتاب افقی

تاج سد تحت تحریک افقی زمین ارائه شده است. نمودارهای ۸ الی ۹ اثر روش استخراج حلال میرایی را نشان می‌دهند. دیده می‌شود روش استخراج حلال میرایی باعث اندک همگرایی سریع‌تر پاسخها می‌شود. با استفاده از این روش می‌توان با محدوده کوچکتر مش (البته اندکی کمتر)، نتایجی نزدیک به نتایج محدوده بزرگتر مش، بدست آورد. حتی می‌توان با افزودن میرایی مصنوعی تا حد معقول (بین ۰/۲ تا ۰/۶) به همگرایی بهتری دست یافت.

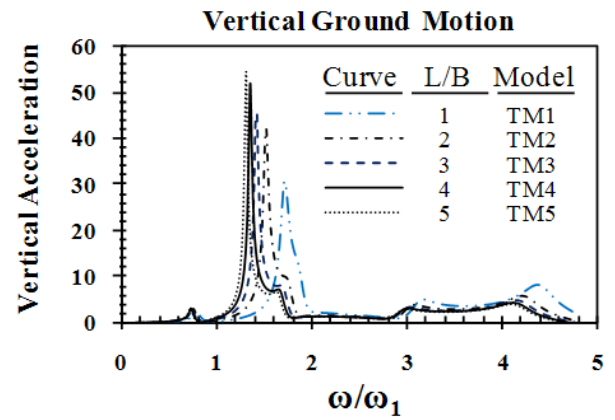
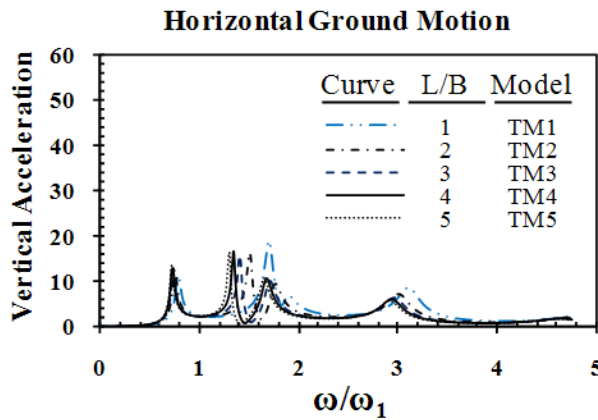
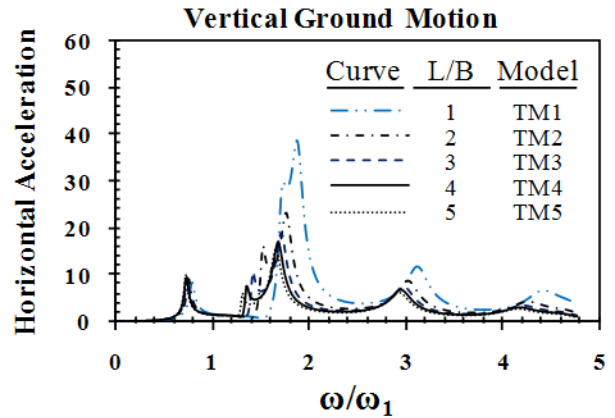
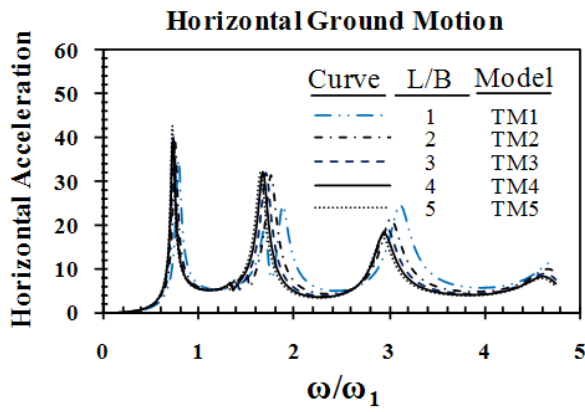
۵- نتیجه‌گیری

در این مقاله روابط حاکم بر تحلیل دینامیکی سد و سنگ پی در حوزه فرکانس شرح داده شد. بر اساس همین روابط برنامه‌ای نوشته شد و پاسخ دینامیکی سد و سنگ پی مورد بررسی قرار گرفت. نتایج نشان داد که پاسخهای روش FE-FE در مطالعه گفته شده، دقت خوبی نسبت به مدل‌های پیچیده مطالعات گذشته دارد.

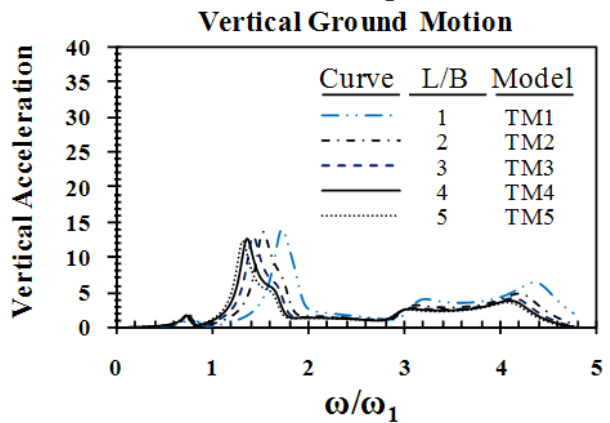
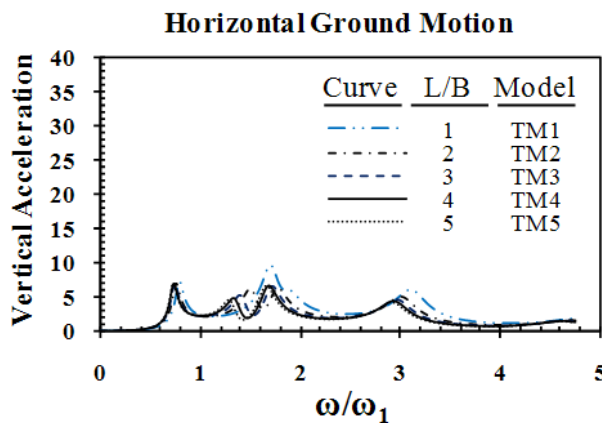
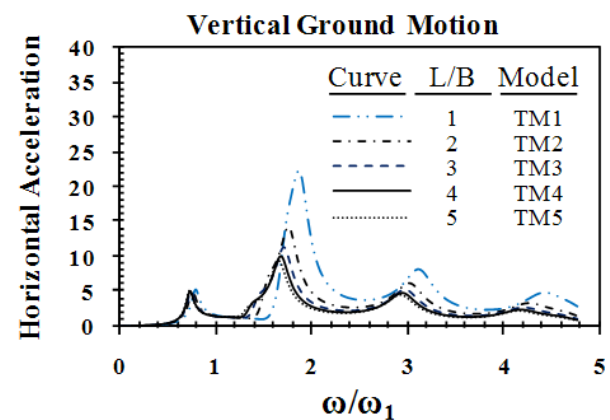
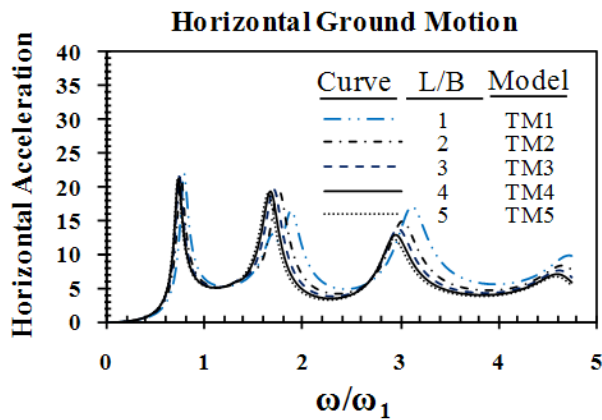
با بررسی محدوده مدل شده سنگ پی، مشخص شد که می‌توان با پذیرفتن تقریب اندک (تقریب کمتر از پنج درصد)، نتایج مربوط به مدل TM4 (نسبت L به B برابر ۴) را برای هر سه حالت اول، دوم و سوم مناسب دانست.

ادامه نتایج حاکی از اثر نسبت مدول الاستیسیته سنگ پی به سد در حالت‌های گفته شده هستند. دیده شد که در حالت اول تحلیل که تنها انعطاف‌پذیری سنگ پی در نظر گرفته شده است، با کاهش نسبت مدول الاستیسیته سنگ پی به سد، فرکانس اول کاهش می‌یابد و پاسخ شتاب تاج سد در فرکانس اول سیستم افزایش می‌یابد. همچنین در حالات دوم و سوم تحلیل، با کاهش نسبت مدول الاستیسیته سنگ پی به سد، فرکانس اول مانند حالت اول کاهش می‌یابد اما پاسخ شتاب تاج سد بر خلاف حالت اول در فرکانس اول سیستم کاهش می‌یابد. البته هنوز حالت دوم تحلیل (سد همراه با سنگ پی بدون جرم) نسبت به حالت سوم تحلیل (سد همراه با سنگ پی با جرم و مستهلک کننده و نزدیکترین حالت به جوابهای دقیق) همچنان از خطای قابل توجهی برخوردار است و نمی‌توان بعنوان یک حالت تحلیل قابل قبول برای تحلیل دینامیکی سدهای بتنی، آن را پذیرفت.

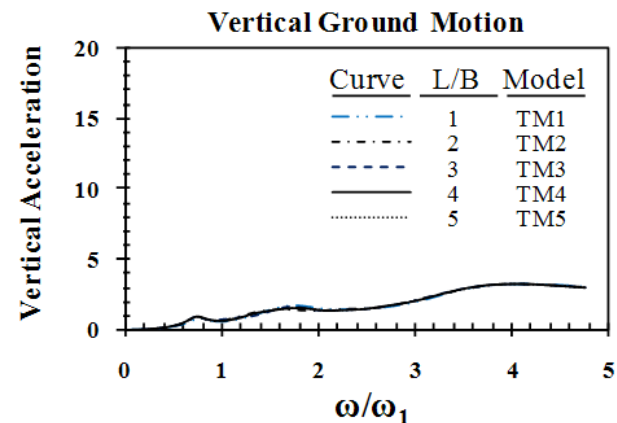
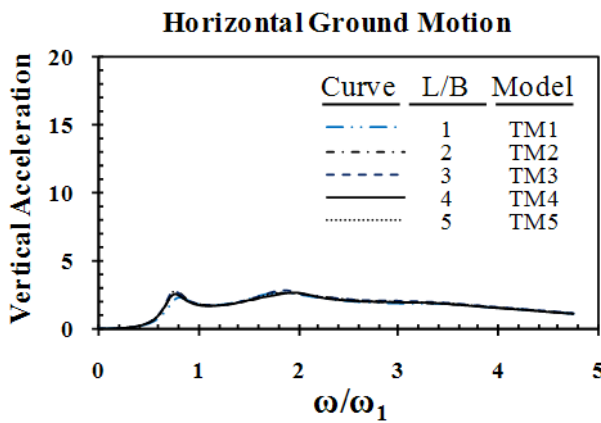
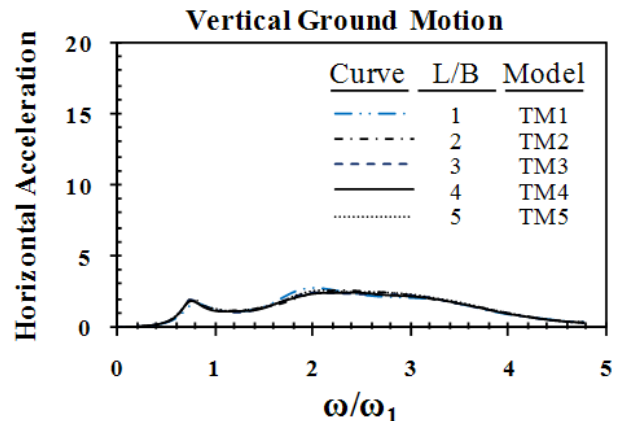
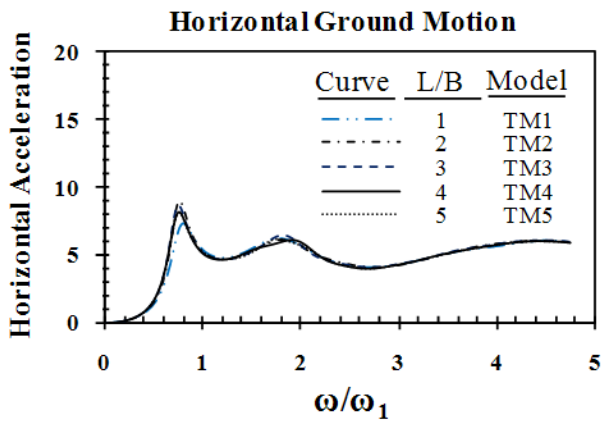
در ارتباط با روش استخراج حلال میرایی، دیده شد که، روش گفته شده باعث اندک همگرایی سریع‌تر پاسخها می‌شود. همچنین با استفاده از این روش می‌توان با محدوده کوچکتر مش، نتایجی نزدیک به نتایج محدوده بزرگتر مش، بدست آورد.



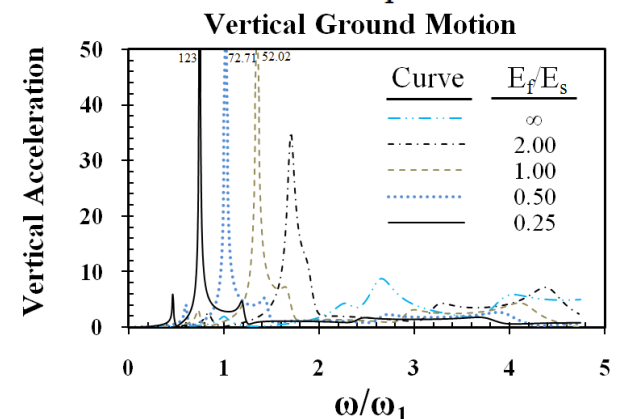
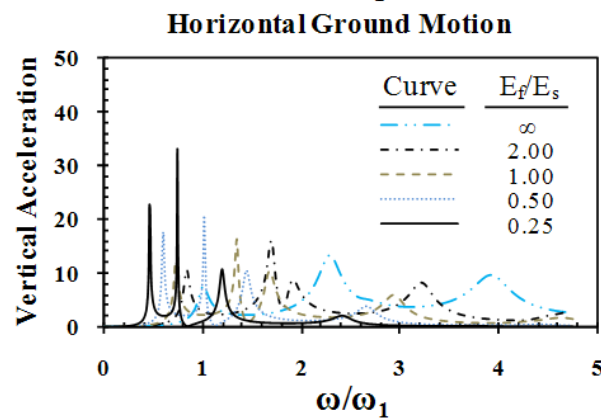
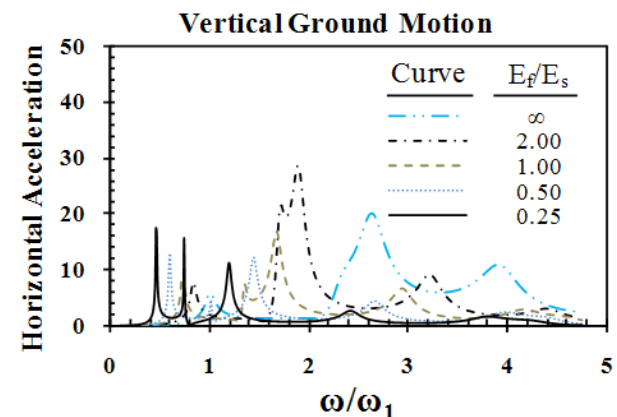
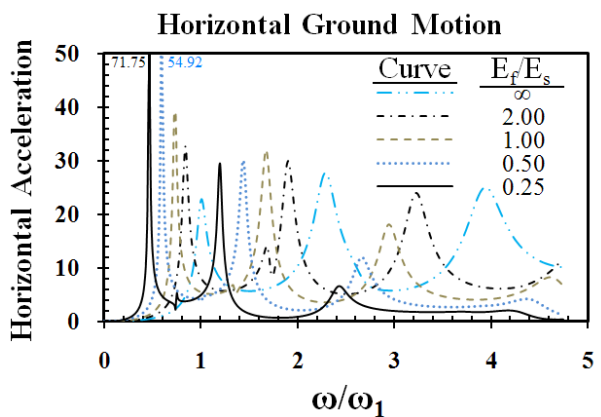
نمودار (۱): شتاب تاج سد در اثر تحریک زمین (حالت اول تحلیل - نسبت مدول الاستیسیته سنگ پی به سد برابر ۱)



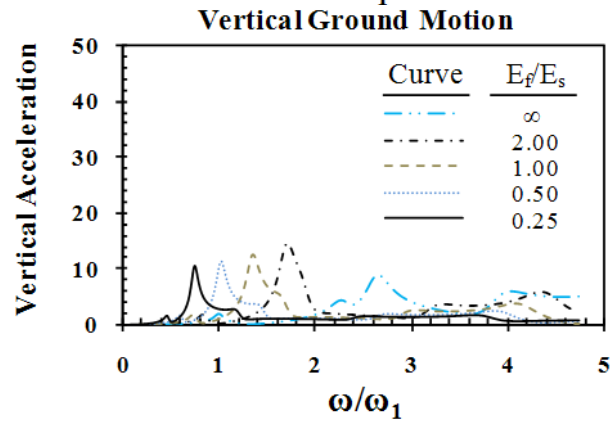
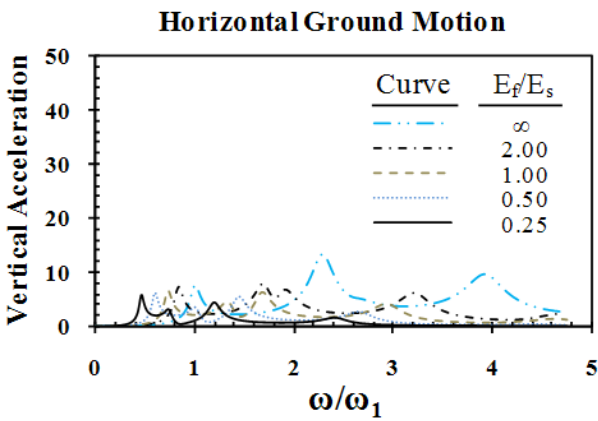
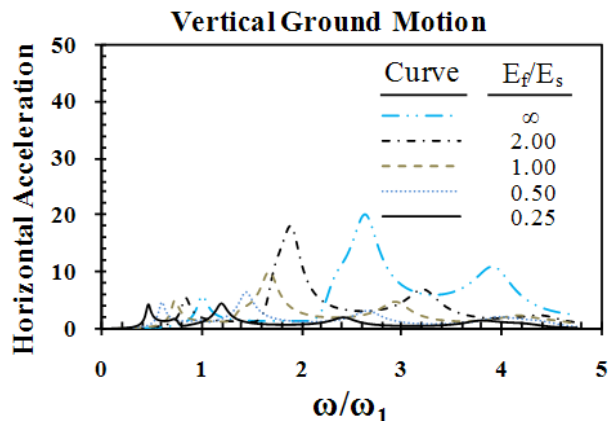
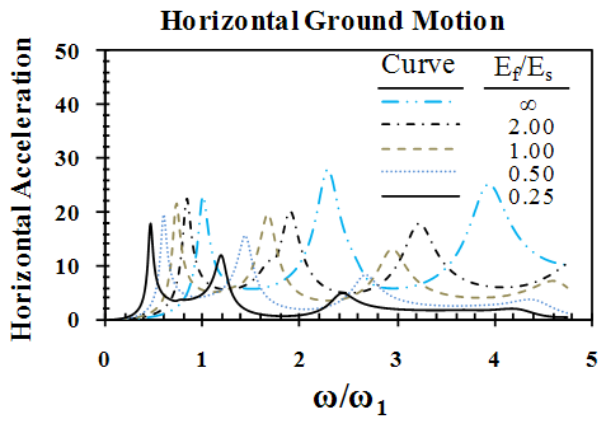
نمودار (۲): شتاب تاج سد در اثر تحریک زمین (حالت دوم تحلیل - نسبت مدول الاستیسیته سنگ پی به سد برابر ۱)



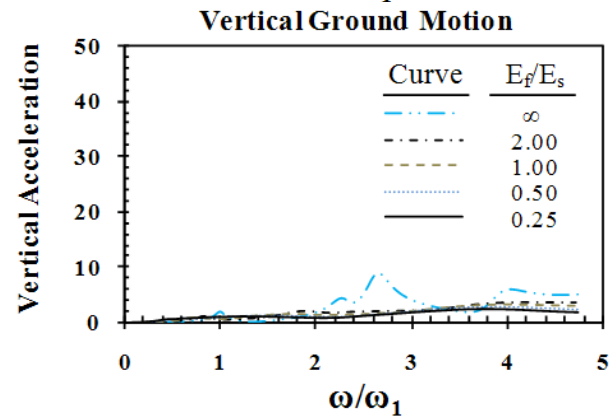
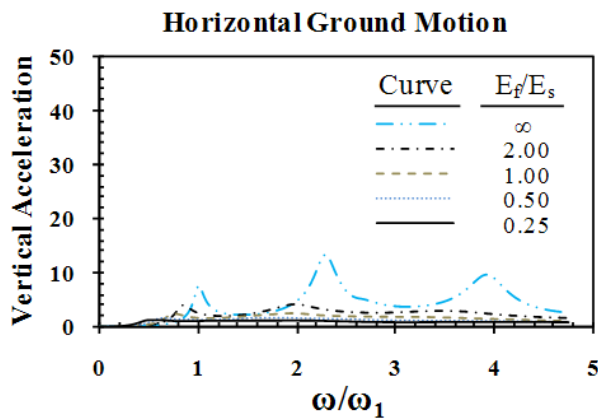
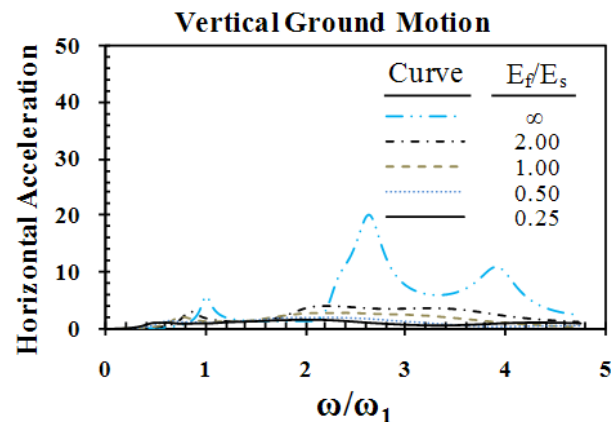
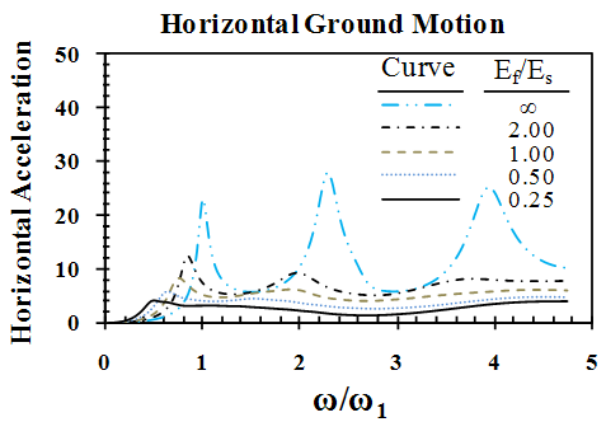
نمودار (۳): شتاب تاج سد در اثر تحریک زمین (حالت سوم تحلیل - نسبت مدول الاستیسیته سنگ پی به سد برابر ۱)



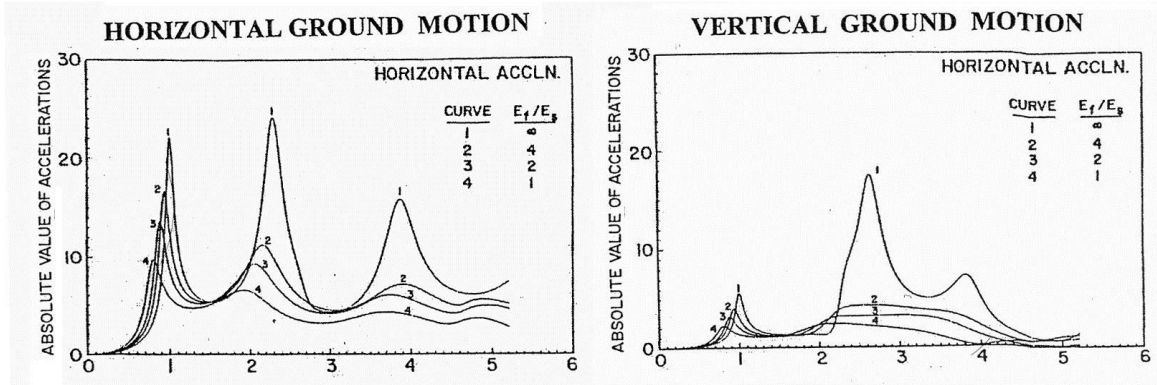
نمودار (۴): شتاب تاج سد در اثر تحریک زمین (حالت اول تحلیل - مدل TM4)



نمودار (۵): شتاب تاج سد در اثر تحریک زمین (حالت دوم تحلیل - مدل TM4)

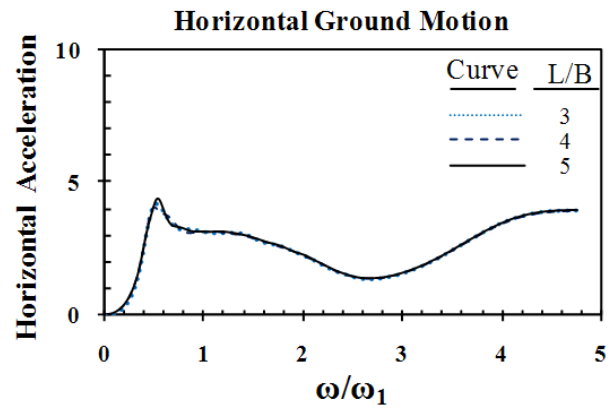
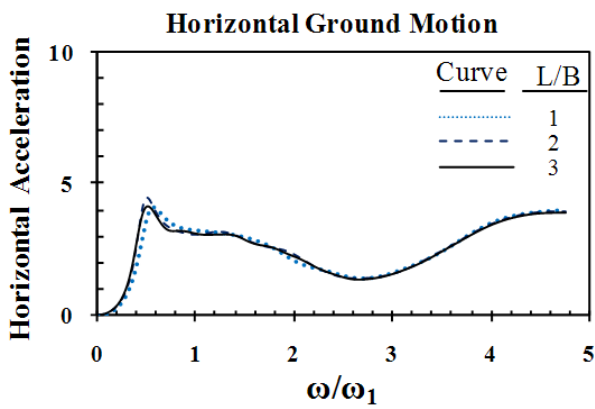


نمودار (۶): شتاب تاج سد در اثر تحریک زمین (حالت سوم تحلیل - مدل TM4)

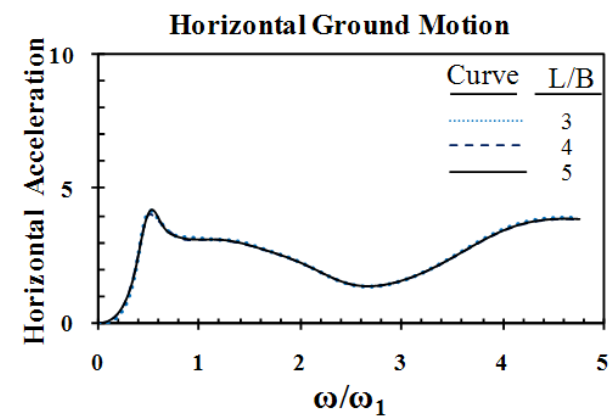
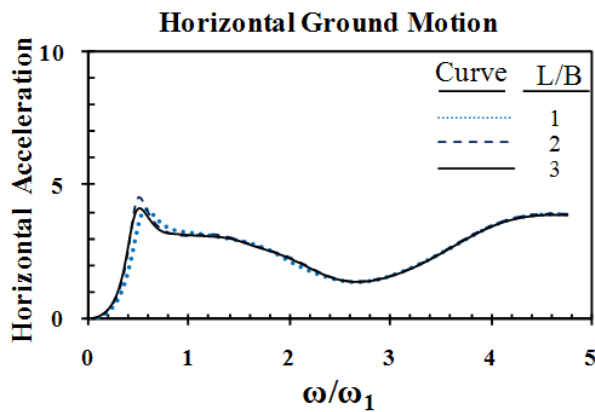


نمودار (۷): مقدار شتاب تاج سد تحت تحریک زمین به روش اجزای مرزی، برگرفته از کار چوپرا و همکاران برای مقایسه نتایج [۱۰]

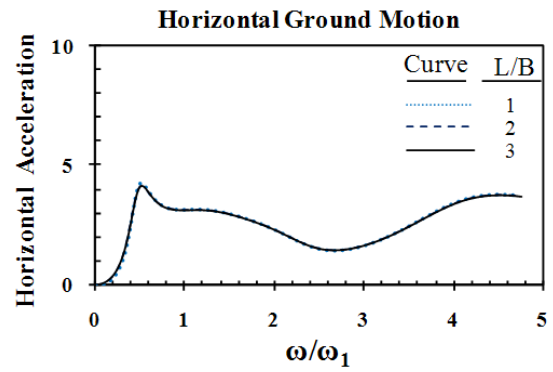
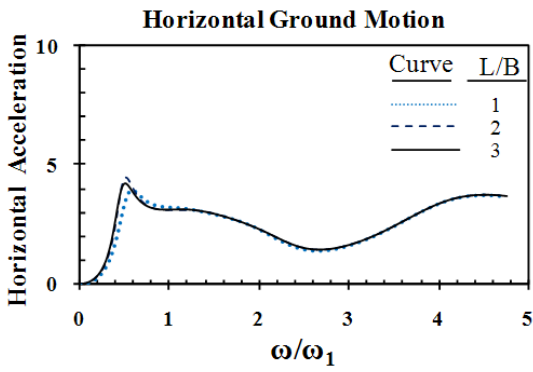
(میرایی مصنوعی برابر ۰/۵)



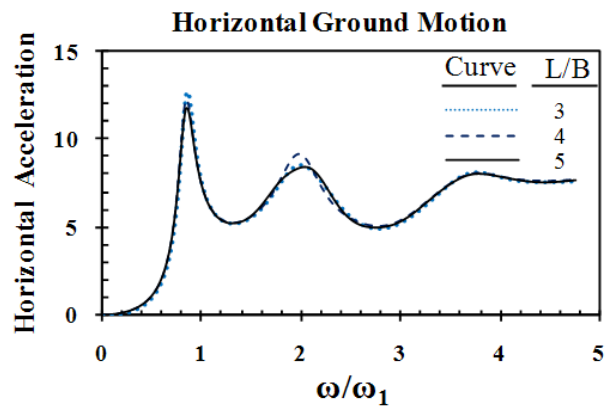
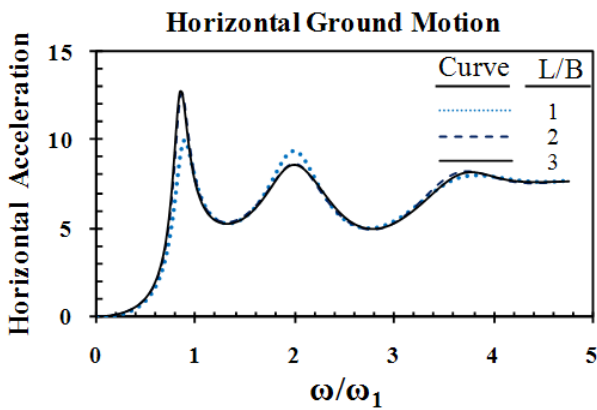
(میرایی مصنوعی برابر ۰/۲)



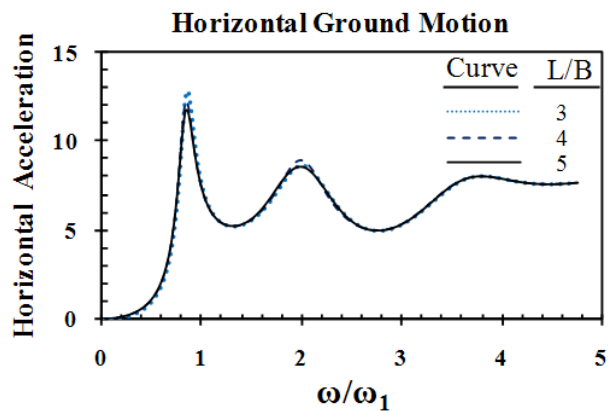
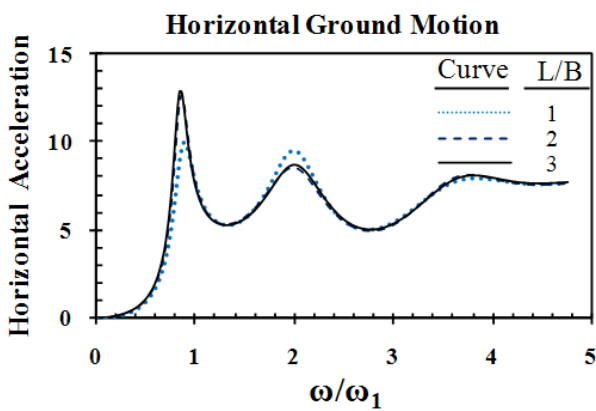
(میرایی مصنوعی برابر ۰/۶)



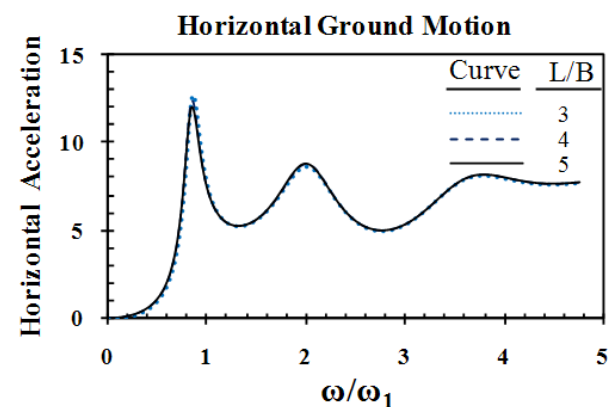
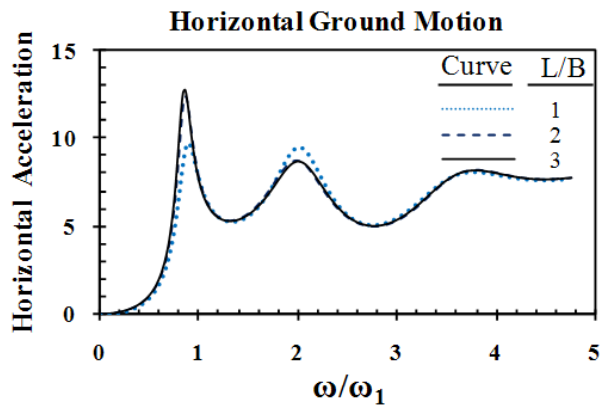
نمودار (۸): شتاب افقی تاج سد در اثر تحریک افقی زمین (نسبت مدول الاستیسیته سنگ پی به سد برابر ۰/۲۵) (میرایی مصنوعی برابر ۰/۰۵)



(میرایی مصنوعی برابر ۰/۲)



(میرایی مصنوعی برابر ۰/۶)



نمودار (۹): شتاب افقی تاج سد در اثر تحریک افقی زمین (نسبت مدول الاستیسیته سنگ پی به سد برابر ۲)

- Lotfi, V., Roesset, J. M. and Tassoulas J. L., [۷] "A technique for the Analysis of the Response of Dams to Earthquakes", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 15, pp. 463-490, 1987.
- Medina F., Dominguez J. and Tassoulas J. L., [۸] "Response of Dams to Earthquake including Effects of Sediments", Journal of structural Engineering, ASCE Vol. 116, pp. 3108-3121, 1990.
- Lotfi V. and Sharghi M. , [۹] "Direct Frequency Domain Analysis of Concrete Gravity Dams based on the FE-BE Procedure", Journal of Dam Engineering, Vol. 11, pp. 273-291, 2001.
- Chopra A. K. and Chakrabarti, P. & Gupta, S., [۱۰] "Earthquake response of concrete gravity dams including hydrodynamic and foundation interaction effect", report No. EERC-80/01, university of California, Berkeley, Jan, 1980.
- Wolf, J. P. and Song Ch. , [۱۱] "Finite-Element Modeling of Unbounded Media", JOHN WILEY & SONS, 1996.
- Wolf, J. P. , [۱] "Dynamic soil-structure interaction", Prentice-Hall, New Jersey, 1985.
- Kazemi Nia Korrani H.R. , [۲] "PACD: A program for Analysis of Concrete Dams", Amirkabir University of Technology, Tehran, Iran, 2010.
- Chopra A. K. and Chakrabarti P.; [۳] "Earthquake Analysis of Concrete Gravity Dams including Dam-Water-Foundation Rock Interaction", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 9, pp. 363-383, 1981.
- Fenves G. and Chopra A. K. , [۴] "Earthquake Analysis of Concrete Gravity Dams including Reservoir Bottom Absorption and Dam-Water-Foundation Rock Interaction", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 12, pp. 663-680, 1984.
- Lin H. T. and Tassoulas J. L. , [۵] "A Hybrid Method for Three-Dimensional Problem of Dynamics of Foundation", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 14, pp 61-74, 1986.
- Rizzo F. J., Shippy D. J. and Rezayat M. , [۶] "A Boundary Integral Equation Method for Radiation and Scattering of Elastic Waves in Three Dimensions", International Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol. 21, pp. 115-129, 1985.

۷- زیر نویس ها

\ Substructure Method

∨ Foundation Flexibility Only

∧ Massless Foundation

‡ Foundation with Mass and Dashpot

Δ Damping Solvent Extraction