

تحلیل عدم قطعیت نشت در سد خاکی غیرهمگن با لحاظ اثرات بارهای دینامیکی به روش اجزای محدود فازی

میلاذ خیری^۱

فرهود کلاته*^۲

چکیده

به طور عموم، سدهای خاکی در معرض بارهای استاتیکی و دینامیکی همانند زمین‌لرزه قرار دارند. در پژوهش‌های قبلی، مدل‌سازی تراوش از سد بدون توجه اساسی به اثرات بارهای دینامیکی بر محیط متخلخل انجام شده است ولی در تحقیق حاضر، رفتار محیط سد با فرض تأثیر این نوع نیروها تحلیل شده است. برای این هدف، کدی برای حل معادلات کوپل $u-p$ با زبان برنامه‌نویسی FORTRAN برای سد خاکی سن فرناندو پایین‌دست توسعه داده شد و متغیرهای نیروی دینامیکی شامل فرکانس (f) ، دامنه (A) و ضریب شدت آریاس (AI) به‌عنوان متغیرهای فازی در نظر گرفته شدند. همچنین برای بارگذاری از مدل باترست - حاتمی (BH) استفاده شد که در آن از ضریب شدت آریاس (AI) برای بیان انرژی دینامیکی در سازه استفاده گردید. نتایج نشان می‌دهند در مدل دینامیکی - فازی نیز می‌توان گفت که افزایش ضریب AI از $0/1$ به 1 در مدل باترست - حاتمی، موجب $2/8$ برابر شدن بازه تغییرات دبی در فونداسیون سد می‌گردد و در بازه $16/5-12/1$ هرتز با افزایش فرکانس (f) ، مقادیر دبی اوج (PSD) در هر دو بخش فونداسیون و بدنه به مقدار آن در حالت استاتیکی نزدیک‌تر می‌شوند.

واژه‌های کلیدی:

معیار شدت لرزه‌ای، معادله بایوت، بار لرزه‌ای، محیط متخلخل، معادلات $u-p$

۱- فارغ التحصیل دکتری آب و سازه‌های هیدرولیکی از دانشگاه تبریز

*۲- دانشیار گروه آب و سازه‌های هیدرولیکی دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تبریز (نویسنده مسئول: fkalateh@tabrizu.ac.ir)

۱- مقدمه

گرفتن رفتار غیرخطی خاک به کار بردند و با انجام گسسته سازی مکانی به روش المان محدود و گسسته‌سازی زمانی با روش عمومی نیومارک در چارچوب پلاستیسیته عمومی، سد خاکی و سنگریزه‌ای را به شیوه عددی تحلیل کردند. وانگ و وانگ^{۱۰} (۲۰۰۷) از الگوریتم عمومی سیال-سازه (FSI) با استفاده از تئوری اجزای محدود برای تحلیل لرزه‌ای سیستم پی-سدخاکی-مخزن استفاده کردند و امکان یکپارچه کردن تحلیل دینامیکی اندرکنش جریان سیال حفره‌ای و محیط متخلخل را بررسی نمودند. تجزیه و تحلیل دینامیکی یا لرزه‌ای سدهای خاکی با در نظر گرفتن عدم قطعیت، یک مسئله‌ی مهم و پیچیده در مهندسی ژئوتکنیک و زلزله است. رفتار لرزه‌ای سدهای خاکی با استفاده از روش‌های عددی و تحلیلی خطی و غیر خطی مورد مطالعه قرار گرفته است (نجفی^{۱۱} و همکاران، ۲۰۱۶).

برای تحلیل سیستم‌های پیچیده مثل اندرکنش خاک و سازه در سازه‌های بزرگی مثل سد خاکی، نیاز به ابزارهای پیشرفته برای پیش‌بینی رفتار وجود دارد. روش المان محدود ابزار مؤثری جهت تحلیل و حل مسائل طراحی سدهای خاکی هست چراکه می‌توان به این وسیله تغییرمکانهای داخلی هسته و پوسته را محاسبه کرده و در نتیجه، توزیع تنش و انتقال بار داخل مقاطع سد را به دست آورد (چن^{۱۲} و همکاران، ۲۰۱۴).

اوریا^{۱۳} و همکاران (۲۰۰۷)، مسئله‌ی تراوش دوبعدی گذرا از فونداسیون یک سازه‌ی هیدرولیکی را مورد بررسی قرار دادند. آنان اظهار کردند که به دلیل وجود نیروهای ناشی از تراوش و اندرکنش آن‌ها با فشار منفذی سیال، به‌ویژه در خاک‌های با تراکم بالا، پاسخ روش کوپل نشده، دور از واقعیت خواهند بود. آنان معادله‌ی تعادل دینامیکی را با معادله‌ی پیوستگی جریان از فونداسیون سد، کوپل کردند و مدل اجرای محدود بر اساس فرمول‌بندی گالرکین بود. آنان همچنین جریان تراوش با فرمولاسیون کوپل و غیرکوپل را نیز مطالعه کردند.

خرابی یک سد می‌تواند موجب ایجاد مخاطرات عظیم زیانبار اقتصادی و انسانی شود و تهدیدی بزرگ برای جان افراد ساکن در پایین‌دست باشد، لذا در محاسبات مربوط به طراحی سد بسیار ضروری است که دقت کافی مبذول گردد (افشاری و کلاته^۱، ۱۳۹۶: کلاته و خیری^۲، ۲۰۲۳a). یکی از چالش‌های اساسی در طراحی و ساخت سدهای خاکی، محاسبه و پایش نشست عبوری از بدنه و فونداسیون است که عدم کنترل آن می‌تواند باعث افزایش پتانسیل روان‌گرایی، ناپایداری و تخریب سد شود (کلاته و خیری، ۲۰۲۳a، ۲۰۲۳b: کلاته^۳ و همکاران، ۲۰۲۲: اخوان^۴ و همکاران، ۲۰۲۱: ۲۰۲۳).

در مطالعات قبلی، اغلب از روش‌های عددی مبتنی بر تحلیل اجزای محدود استفاده کرده‌اند تا رفتار نفوذ آب در سدهای خاکی را پیش‌بینی کنند. یکی از روش‌های جدید، اجزای محدود فازی است که برای تحلیل رفتار نشست در سدهای خاکی با لایه‌های خاکی همگن و غیرهمگن استفاده شده است (قنبری^۵ و همکاران، ۱۳۹۱: کلاته و خیری^۶، ۲۰۲۲). زینکوویچ^۷ (۱۹۸۲) مجموعه‌ای از مواد متشکل از خاک، سنگ و بتن را به‌عنوان محیطی دو فازه با ترکیبی از اسکلت جامد و سیال درونی در نظر گرفت و چند فرم از معادلات کوپله دینامیکی و سینماتیکی سیال-خاک را ارائه داد. وی، گسسته‌سازی المان محدود و حل زمانی انواع مختلف مسائل خاک را انجام داد و برای تعیین محدودیت اعتبار فرضیات و به‌صورت تحلیلی، معادلات دینامیکی مسئله لایه خاک الاستیک که در معرض نیروهای تناوبی را به‌صورت یک‌بعدی حل کرد. همچنین زینکوویچ^۸ و همکاران (۱۹۸۸) الگوریتمی برای اصلاح معادلات دینامیکی کوپله خاک و سیال ارائه کردند که امکان حل پایدار را فراهم می‌کرد.

خویی^۹ و همکاران (۲۰۰۴)، برای خاک‌های اشباع و غیراشباع فرمول‌بندی دینامیکی کوپله واحدی را با در نظر

⁸Zienkiewicz

⁹Khoei

¹⁰ Wang and Wang

¹¹ Najafi

¹²Chen

¹³ Ouria

¹ Afshari and Kalateh

² Kalateh and Kheiry

³ Kalateh

⁴ Akhavan

⁵ Ghanbari

⁶ Kalateh and Kheiry

⁷ Zienkiewicz

آداپا^۶ و همکاران (۲۰۲۱) تأثیرات شرایط مختلف سطح آب مخزن و چگالی مواد تشکیل دهنده سد خاکی را تحت اثر زلزله بررسی کردند. آنان از پردازش تصویر برای تعیین میزان تغییر شکل سد تحت زمین لرزه و از ترانسفور تشخیص دهنده متغیر خطی (LVDT) برای سنجش فرونشست استفاده کردند. نتایج نشان داد که آب نفوذ یافته در داخل بدنه سد، نسبت به ارتفاع آب مخزن پاسخ شدیدتری به زمین لرزه نشان می دهد.

پی^۷ و همکاران (۲۰۱۳) برای مدل کردن خاک در مسائل اندرکنش سیال-سازه-بستر دریا از معادلات دینامیکی کوپله ($u-p$) استفاده نمودند. بعد از گسسته سازی زمانی با روش نیومارک معادلات کوپله را به فرم افزایشی بازنویسی کردند و مسئله را تحت بارگذاری دینامیکی موج، در هر گام زمانی حل کردند که تطابق بسیار خوب موجود بین نتایج حاصل از مدل آن ها و نتایج تجربی، نشان دهنده اعتمادپذیری بالای مدل کوپله در مدل کردن بستر دریا بود. پانگ^۸ و همکاران (۲۰۱۸) با کمک ارزیابی مبتنی بر عملکرد، تغییر شکل و نشست و پایداری سد CFRD را به طور جامع تحلیل کرد. لیو و لینگ (۲۰۰۸) یک روش نمایش طیفی-تابع تصادفی جدید برای شبیه سازی فرآیندهای تکانشی زمین براساس توابع تصادفی پیشنهاد کردند و اعتبارسنجی طیف های پاسخ متوسط تولید شده را با طیف های پاسخ نرمال را انجام دادند.

کاردان^۹ و همکاران (۲۰۲۱) از شبیه سازی عددی دو بعدی برای تحلیل رفتار دینامیکی سد خاکی علویان تحت بارگذاری دینامیکی استفاده شده است. یوان^{۱۰} و همکاران (۲۰۲۲) یک روش تاریخچه ای زمانی برای تحلیل پایداری دینامیکی سه بعدی برای سد سنگریزه ای ارائه دادند. با در نظر گرفتن ویژگی های خاص حرکت زمین، ۱۴۴ زمین لرزه با شدت غیر خطی را تولید کردند. سپس با استفاده از روش تحلیل تکامل چگالی احتمال عمومی و نظریه توزیع مقادیر

نتایج تراوش ماندگار، نشان داد که در مدل کوپل شده، زمان لازم برای رسیدن به حالت پایدار عددی، به طور قابل توجهی کمتر از مدل کوپل نشده است و تنش مؤثر در اثر نیروهای تراوش نسبت به حالت کوپل نشده، مقادیر کمتری دارد.

اوریا^۱ و همکاران (۲۰۱۱) تأثیر تغییر نفوذپذیری خاک تحت نیروهای ناشی از تراوش در بدنه سد، را بررسی کردند که در مدل های کوپل از این تغییرات، صرف نظر شده بود. آن ها از قانون تعمیم یافته ی هوک و روش گالرکین در اجزای محدود، برای مدل سازی رفتار تنش و کرنش خاک استفاده کردند. نتایج نشان داد که تأثیر تغییر نفوذپذیری بر نشت غیرماندگار در مدل های کوپل شده، کمتر از تأثیر آن در مدل های غیر کوپل برای خاک های الاستیک است.

هونگ و چن^۲ (۲۰۱۲) اثر تأخیر زمانی پاسخ نشت سد خاکی به سطح آب مخزن را بررسی کردند. آن ها با معرفی مفهوم نسبت اثر سطح مخزن، بار دینامیکی ناشی از سطح آب مخزن را به دست آوردند و پایش^۳ سد را با در نظر گرفتن بار دینامیکی مخزن علاوه بر بار وارده ناشی از وزن خود مخزن، انجام دادند.

قنبری^۴ (۱۳۹۳) بیان کرد که در طول رخداد زلزله، مقداری فشار آب حفره ای مازاد در مصالح اشباع بدنه سد و پی، در اثر اعمال تنش ها و کرنش های دینامیکی ناشی از زلزله تولید می شود. فشار آب حفره ای اضافی با توجه به شرایط زهکشی، به تدریج از بین می رود. فرآیند زهکشی، به سرعت بارگذاری، هندسه و نفوذپذیری مصالح بدنه و پی بستگی دارد.

کلاته و حسین نژاد^۵ (۲۰۱۸) بیان کردند که در ضرایب نفوذپذیری کم، نتایج حاصل از جریان غیرداری و داری با هم منطبق است ولی در ضرایب نفوذپذیری بالا که سرعت سیال بالا می باشد، به دلیل افزایش سریع اضافه فشار در اثر تحریک دینامیکی لرزه ای و وقوع گرادیان های هیدرولیکی بالا، فرض جریان داری چندان معتبر نیست و گزینه ی بهتر، فرض جریان غیرداری به جای نوع داری معادل در تحلیل های دینامیکی است.

⁶ Adapta

⁷ Ye

⁸ Pang

⁹ Kardan

¹⁰ Yuan

¹ Ouria

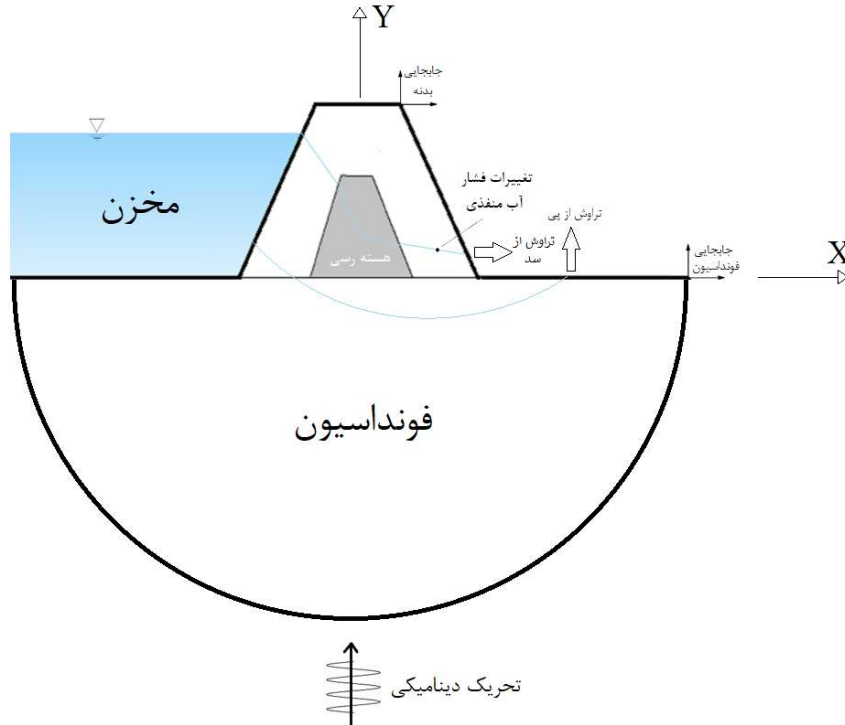
² Huang and Chen

³ Monitoring

⁴ Ghanbari

⁵ Kalateh and Hosseinnejad

بیشینه، قوانین شتاب و تغییر شکل چهار نوع سد CFRD را محاسبه نمودند. به طور کلی دو هدف کلی تحقیق حاضر عبارتند از: الف) تعیین تأثیرات نیروی دینامیکی زمین لرزه بر دبی نشست در حالت نوسانی ب) تخمین تغییرات نشست به بیان فازی-احتمالاتی. در تحقیقات قبلی تحلیل دینامیکی سدهای خاکی و سنگریزه‌ای بدون در نظر گرفتن تغییرات دبی تراوش در بدنه و فونداسیون انجام گرفته است. ولی در تحقیق حاضر علاوه بر تغییرات فشار آب منفذی، تغییرات تراوش نیز در طی زمان تحریک، محاسبه می‌شود و از متغیرهای فازی برای تحلیل عدم قطعیت استفاده می‌گردد (شکل ۱).



شکل (۱): شماتیک مدل سد-مخزن-فونداسیون در تحلیل هیدرومکانیکال تحقیق حاضر

m_f و m_s ماتریس‌های جرم سازه و سیال و $\{a\}$ بردارهای شتاب سازه و سیال هستند. C_f و C_s به ترتیب، ماتریس‌های ویسکوزیته سازه و سیال هستند. f_f و f_s بردارهای سرعت سازه و سیال هستند. K_f و K_s به ترتیب، ماتریس‌های سختی سازه و سیال و $\{u\}_s$ و $\{u\}_f$ بردارهای جابجایی سازه و سیال هستند. $\{F\}_s$ ، نیروهای خارجی (مانند نیروهای زلزله) روی سازه را نشان می‌دهد. $\{F\}_f$ نیروهای داخلی (مانند نیروهای ناشی از اندرکنش با سیال) روی سازه، $\{F\}_v$ نیروهای ویسکوزیته سیال و $\{F\}_p$ نیروی فشار سیال را نشان می‌دهد. با استفاده از این معادلات ماتریسی و با تعیین شرایط مرزی مناسب، می‌توان سیستم معادلات را حل کرده و به

۲- مواد و روش‌ها

۲-۱- معادلات حاکم

۲-۱-۱- اندرکنش سیال و سازه

با توجه به معادلات حرکت سازه و حرکت سیال که در پاسخ قبلی ذکر شد، می‌توان این معادلات را به صورت ماتریسی بیان کرد. که معادله‌ی حرکت سازه به صورت زیر است:

$$m_s \{a\} + C_f \{v\} + K_s \{u\} = \{F\}_s + \{F\}_f \quad (1)$$

معادله عمومی حرکت سیال نیز عبارتست از:

$$m_f \{a\} + C_f \{v\} + K_u \{u\} = \{F\}_v + \{F\}_f + \{F\}_p \quad (2)$$

برای تکمیل حل عددی، لازم است معادلات دیفرانسیل به صورت یکپارچه برای تحلیل زمانی تجمیع شوند. در مطالعه‌ی حاضر، روش تعمیم یافته نیومارک GN22 برای متغیر جابجایی و روش GN11 برای متغیر فشار منفذی در نظر گرفته شده است (هوانگ و زینکوویچ^۱، ۱۹۹۸). در این روش، فرض بر این است که متغیرها در زمان t^n معلوم هستند و بایست برای زمان $t^{n+1} = t^n + \Delta t$ محاسبه شوند که متغیرهای مجهول فقط $\Delta \ddot{u}_n$ و $\Delta \dot{p}_n$ هستند. با دخیل کردن زمان در معادلات بالا، حاصل می‌شود:

$$M^{n+1} \Delta \ddot{u}^n + P(\bar{u}^{n+1}) - Q^{n+1} \bar{\beta}_1 \Delta t \Delta \dot{p}^n - f_1^{n+1} = 0, \quad (12)$$

$$(Q^T)^{n+1} \beta_1 \Delta t \Delta \ddot{u}^n + H^{n+1} \bar{\beta}_1 \Delta t \Delta \dot{p}^n + G_{n+1} \dot{p}^n - f_2^{n+1} = 0, \quad (13)$$

پارامترهای β_1 و $\bar{\beta}_1$ در محدوده ۰ تا ۱ هستند. دو روابط غیرخطی بالا با استفاده از روش نیوتن رافسون حل می‌شوند (خوئی^۲ و همکاران، ۲۰۰۴؛ زینکوویچ و تیلور^۳، ۱۹۹۱).

معادلات ریاضی حاکم بر رفتار محیط متخلخل فقط با یک سیال حفره‌ای اولین بار توسط بیوت^۴ (۱۹۶۲، ۱۹۵۶) و همکاران (۱۹۴۱) ارائه شد و سپس توسط زینکوویچ^۵ و همکاران (۱۹۹۰) و زینکوویچ و شیومی^۶ (۱۹۸۴) با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی مصالح، توسعه و گسترش یافت. محیط متخلخل، ترکیبی از ذرات جامد (اسکلت) و حفراتی است که با (یک یا چند) سیال پر می‌شود. در اکثر مواقع بخشی از حفرات با آب و بخشی دیگر با هوا (یا رطوبت) پر شده است. درجه اشباع هر فاز سیال در حجم اولیه نمونه طبق تعریف برابر نسبت حجم حفره‌ها به حجم کل محیط متخلخل است. به زبان ریاضی، درجه اشباع سیال آب و گاز به ترتیب به صورت زیر بیان می‌شود.

$$S_w = \frac{dV_w}{dV_w + dV_g} \quad (14)$$

$$S_g = \frac{dV_g}{dV_w + dV_g} \quad (15)$$

S_w درجه اشباع آب، S_g درجه اشباع سیال گاز و dV نسبت حجمی می‌باشد. مشخص است که در سیال دوفازی ($S_w + S_g = 1$)، dV_w نشان دهنده‌ی مجموع حجم حفرات آب و

پیش‌بینی تراوش در حین بارگذاری دینامیکی در سدهای خاکی پرداخت.

برای به دست آوردن حل عددی معادلات حاکم بر محیط متخلخل اشباع-غیراشباع، یک فرآیند گسسته سازی زمانی و فضایی نیاز است. گسسته سازی زمانی-فضایی را می‌توان با توابع شکل مناسب برای دو متغیر u_i و p_w به دست آورد که به صورت $u = N^u \bar{u}$ و $p_w = N^p \bar{p}_w$ تعریف می‌شوند، که در آن N^u و N^p توابع شکل هستند. اکنون می‌توان معادلات حاکم اکنون در فضا را با کمک روش گالرکین به مجموعه‌ای از جبری تبدیل کرد.

گسسته سازی معادله اول در فضا می‌تواند با با پیش ضرب معادله در Nu^T و انتگرال گیری از کل حوزه مکانی به دست آید.

$$M \ddot{u} + \int_{\Omega} B^T \sigma' d\Omega - Q \bar{p} - f^{(1)} = 0, \quad (3)$$

در اینجا رابطه ساختاری با در نظر گرفتن:

$$\delta \sigma' = D \delta \varepsilon = DB \delta \bar{u} \quad (4)$$

تشکیل می‌شود که در آن B ماتریسی است که رابطه بین تغییر کرنش و جابجایی‌ها را تعیین می‌کند. در رابطه‌ی (۱۷)، M ماتریس جرم، Q ماتریس کوپل و $f^{(1)}$ بردار بار هستند.

$$M = \int_{\Omega} (N^u)^T \rho N^u d\Omega \quad (5)$$

$$Q = \int_{\Omega} B^T S_w m N^p d\Omega \quad (6)$$

$$f^{(1)} = \int_{\Omega} (N^u)^T \rho b d\Omega + \int_{\Gamma_f} (N^u)^T \bar{t} d\Gamma \quad (7)$$

به شکل مشابه، برای گسسته‌سازی معادله‌ی دوم با ضرب $(N^p)^T$ در هر دو طرف انتگرال گیری در کل حوزه‌ی مکانی خواهیم داشت:

$$Q \dot{u} + H \bar{p} + G \dot{p} - f^{(1)} = 0, \quad (8)$$

$$H = \int_{\Omega} (\nabla N^p)^T k \nabla N^p d\Omega \quad (9)$$

$$G = \int_{\Omega} N^p \frac{1}{c} N^p d\Omega \quad (10)$$

$$f^{(2)} = - \int_{\Omega} (N^p)^T \nabla^T (k S_w \rho_f b) d\Omega \quad (11)$$

⁴ Biot

⁵ Zienkiewicz

⁶ Zienkiewicz & Shiomi

¹ Huang & Zienkiewicz

² Khoei

³ Zienkiewicz & Taylor

غیر ایزوتروپیک است که با در نظر گرفتن مصالح به صورت ایزوتروپیک با k نشان داده می شود. در شرایط سرعت و جابجایی خیلی زیاد، امکان غیرخطی شدن جریان وجود دارد که در این صورت رابطه زیر برقرار است: (زینکوویچ و شیومی، ۱۹۸۴).

$$k = k(\dot{w}_i, n) = k(\dot{w}_i, u_{i,i}) \quad (20)$$

فرمول داری معادل جهت تحلیل جریان های غیرخطی از مقایسه معادله فورشه ایمر با معادله داری به دست می آید. اگر \dot{w}_i سرعت سیال حفره ای باشد، طبق قانون داری گرفتن b و a به عنوان ضرایب فورشه ایمر: $i = a\dot{w}_i + b\dot{w}_i^2$ و همچنین با در نظر گرفتن علائم جبری هماهنگ با رابطه داری، می توان معادلات زیر را نوشت (حسینی و صنعی^۱، ۲۰۰۳: کلاته و حسین نژاد^۳، ۲۰۱۸):

$$\dot{w}_j = -\frac{1}{a + b|\dot{w}_j|} i \quad (21)$$

$$\dot{w}_j = -\left[\frac{-a}{2b|i|} + \sqrt{\left(\frac{a}{2b|i|}\right)^2 + \frac{1}{b|i|}} \right] i \quad (22)$$

پس نفوذپذیری دینامیکی معادل داری نیز به صورت زیر بیان می شود:

$$k = \left[\frac{-a}{2b|i|} + \sqrt{\left(\frac{a}{2b|i|}\right)^2 + \frac{1}{b|i|}} \right] \quad (24)$$

پس به طور کلی خواهیم داشت: $\dot{w}_j = \frac{k}{\gamma_w} \cdot V_j^D$.

که ضریب نفوذپذیری نیز باید در هر گام زمانی دوباره محاسبه شده و به روزآوری گردد.

۲-۱-۱- تحلیل فازی

فرض کنید Ω دامنه ی موردنظر باشد و Ω_h شبکه ی المان محدودی از Ω با گره های $\{x_i\}$ و المان های $\{T_j\}$ باشد. $h(x)$ سرعت هیدرولیکی در نقطه x در محیط متخلخل باشد و $\dot{h}(x)$ سرعت هیدرولیکی فازی در نقطه x باشد. سرعت هیدرولیکی فازی $\dot{h}(x)$ به عنوان یک مجموعه فازی بر روی Ω تعریف می شود، با تابع عضویت $\mu(x)$ که درجه عضویت x در \dot{h} را نشان می دهد.

dV_g مجموع حجم حفرات گاز است. با صرف نظر از چگالی جرمی فاز گاز، می توان چگالی کل ترکیب را به صورت زیر نوشته می شود:

$$\rho = n\rho_v + (1-n)\rho_s \quad (16)$$

$$\approx n\rho_w + (1-n)\rho_s$$

که در آن، n نسبت تخلخل و ρ_w وزن مخصوص آب و ρ_s وزن مخصوص سازه خاک هستند. تخلخل n نیز طبق تعریف، نسبت حجم حفرات به حجم کل است (یعنی $n = \frac{dV_v}{dV_s}$). معادلات حاکم بر محیط متخلخل اشباع تنها با یک سیال حفره ای (خاک با سیال آب که در آن $(P_g = 0)$)، بر اساس تعادل کلی ترکیب جامد-سیال حفره ای، معادله تعادل سیال حفره ای یا معادله عمومی داری، معادله تعادل جرم سیال، مدل تنش مؤثر و مدل رفتار غیرخطی خاک قابل توصیف است. معادلات تعادل ترکیب جامد-سیال حفره ای به صورت زیر عنوان می شود (زینکوویچ و شیومی^۱، ۱۹۸۴):

$$\sigma_{ij,j} + \rho \ddot{u}_i + \rho_f [\dot{w}_i + \dot{w}_j \dot{w}_{i,j}] - \rho b_i = 0 \quad (17)$$

$$p_i + V_i^D + \rho_f \ddot{u}_i + \frac{1}{n} \rho_f [\dot{w}_i + \dot{w}_j \dot{w}_{i,j}] - \rho_f b_i = 0 \quad (18)$$

$$-\dot{w}_{i,i} + \dot{\varepsilon}_{ii} + \frac{n\dot{p}}{K_f} + \frac{(1-n)\dot{p}}{K_s} - \frac{K_{av}}{K_s} \left(\dot{\varepsilon}_{ii} + \frac{\dot{p}}{K_s} \right) \rho + \frac{n\dot{\rho}_f}{\rho_s} + \dot{\theta} = 0 \quad (19)$$

اندیس i و j برابر ۱ تا ۳ می باشند که جهت های مختصات کارتریز را نشان می دهد (x_1, x_2, x_3). σ_{ij} ، تانسور تنش کل در نقطه (x_1, x_2, x_3) و علامت "،"، گویای مشتق ضمنی نسبت به جهت x_j است ($\frac{\partial}{\partial x_j}$). b_i ، نیروی حجمی وارد بر واحد جرم، ρ_f ، چگالی سیال، ρ ، چگالی کل ترکیب و ρ_s ، چگالی ذرات جامد است و n ، نیز مؤلفه ی تخلخل محیط است. V_i^D نشانگر نیروی درگ ویسکوز است که معمولاً با استفاده از قانون تراوش داری ($\dot{w}_i = k_{ij} V_i^D$) محاسبه می شود. k_{ij} ، بیانگر نفوذپذیری دینامیکی مصالح

³ Kalateh & Hosseinnejad

¹ Zienkiewicz & Shiomi

² Hosseini & Sonei

معادله نفوذ در محیط متخلخل به صورت زیر است:

$$\nabla \cdot (k\nabla h) = f \quad (25)$$

که در آن k ، هدایت هیدرولیکی و f تابع منبع / مصرف است. معادله نفوذ فازی در محیط متخلخل به شکل زیر است:

$$\tilde{f} = \nabla \cdot (\tilde{k}\nabla h) \quad (26)$$

و \tilde{f} نیز همانند رابطه ی قبلی تابع منبع/مصرف است، اما به صورت فازی. روش المان محدود فازی شامل گسسته سازی دامنه Ω به المان های محدود، و تقریب سرعت هیدرولیکی فازی $\tilde{h}(x)$ با استفاده از توابع شکل فازی است. توابع شکل فازی برای هر المان محدود تعریف شده اند و برای تقریب سرعت هیدرولیکی فازی در گره های المان محدود استفاده می شوند. در ادامه فرمول بندی ریاضی اجزای محدود فازی در تجزیه تراوش را بیان می کنیم:

الف) فازی سازی پارامترهای نامعین:

پارامتر هدایت هیدرولیکی خاک را در نظر بگیرید که یک پارامتر نامعین است. می توانیم هدایت هیدرولیکی را با استفاده از مجموعه ی فازی $K(x)$ نمایش دهیم، که در آن، $K(x)$ مختصات فضایی است. تابع عضویت مجموعه فازی $K(x)$ به صورت زیر تعریف می شود:

$$\mu_K(x, k) = \exp\left[-\frac{(\ln k - \ln K(x))^2}{2\sigma^2}\right] \quad (27)$$

$K(x)$ مقدار دقیق هدایت هیدرولیکی است، $K(x)$ مقدار فازی هدایت هیدرولیکی در مختصات فضایی x است و σ انحراف معیار عدم قطعیت است.

ب) توسعه مدل المان محدود:

مدل المان محدود برای تجزیه ی تراوش، می تواند با استفاده از معادلات حاکم تراوش مانند قانون دارسی و معادله ی پیوستگی توسعه یابد. مدل المان محدود فازی را می توان به صورت زیر نمایش داد:

$$S(x) = (K(x)\nabla h(x)) \cdot \nabla \quad (28)$$

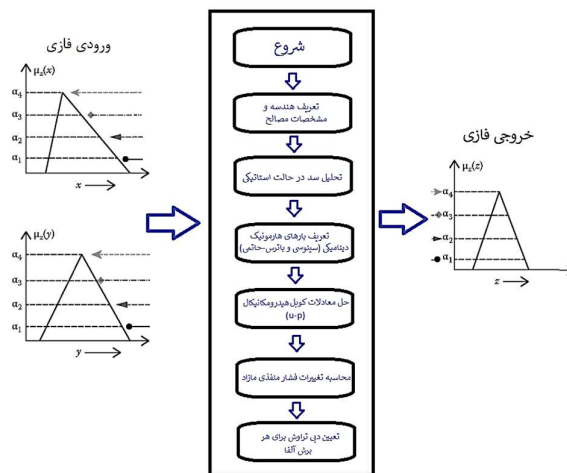
که در آن، $h(x)$ سرعت هیدرولیکی در مختصات فضایی x است و $S(x)$ ، تابع منبع/مصرف می باشد. هدایت هیدرولیکی $K(x)$ توسط مجموعه ی فازی تعریف شده در مرحله الف نشان داده می شود.

ج) حل مدل المان محدود فازی:

مدل المان محدود فازی می تواند با استفاده از حساب فازی حل شود. حل می تواند به صورت مجموعه فازی $H(x)$ نمایش داده شود، جایی که تابع عضویت مجموعه فازی $H(x)$ به صورت زیر تعریف می شود:

$$\mu_H(x, h) = \exp\left[-\frac{(h - H(x))^2}{2\delta^2}\right] \quad (29)$$

h ، مقدار دقیق سرعت هیدرولیکی است، $H(x)$ مقدار فازی سرعت هیدرولیکی در مختصات فضایی x است و δ انحراف معیار عدم قطعیت است (رائو و ردی^۱، ۲۰۰۷: کلاته^۲ و همکاران، ۲۰۲۲). طرح کلی تحلیل اجزای محدود فازی در این تحقیق در شکل (۲) نشان داده شده است.



شکل (۲): فازی سازی ورودی و مدل سازی اجزای محدود مبتنی بر این داده ها.

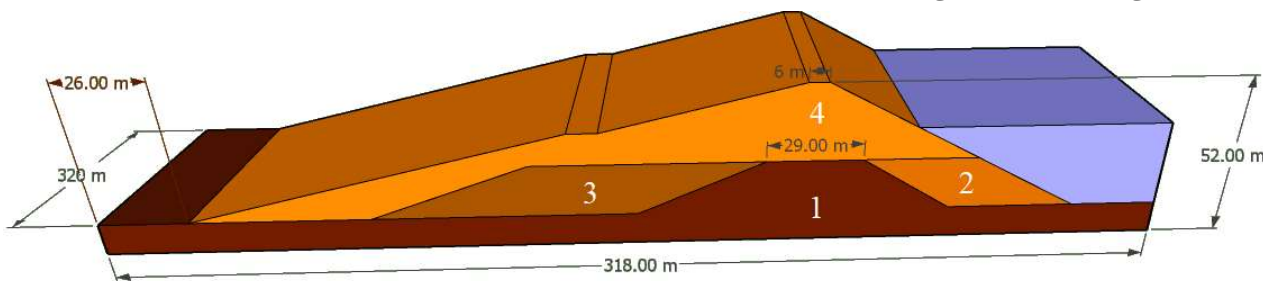
² Kalateh

¹ Rao & Reddy

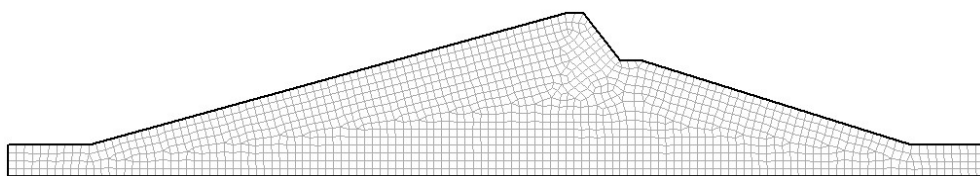
سد سن فرناندو

یکی از مسائل کلیدی مرتبط با سد سن فرناندو پایین دست، لرزه‌خیزی منطقه‌ی ساخت سد است که زمین لرزه‌های متعددی در این منطقه ثبت می‌شود. هندسه سه بعدی سد سن فرناندو در شکل (۳) قابل مشاهده است که از سه لایه مصالح با مشخصات جدول (۱) ساخته شده است و مش بندی اجزای محدود سد سن فرناندو در شکل (۴) نمایش داده شده است.

سد سن فرناندو پایین دست یک سد خاکی در کشور آمریکا است که در شهر سن فرناندو واقع شده است. این سد با ارتفاع ۴۲ متر و طول ۲۶۶ متر، با استفاده از تکنیک تزریق هیدرولیکی ساخته شده است که در آن زمان به عنوان شیوه‌های مهندسی جدیدی در نظر گرفته می‌شد. با این حال، بعدها سد با چالش‌هایی مرتبط با پایداری توده‌ی خاکی و پتانسیل روان‌گرایی مواجه شده است.



شکل (۳): نمای سه بعدی از سد خاکی سن فرناندو پایین دست



شکل (۴): نحوه‌ی مش بندی برای اجرای تحلیل اجزای محدود سد خاکی مورد مطالعه

جدول (۱): مشخصات مصالح لایه‌های مصالح خاک تشکیل دهنده سد سن فرناندو

ناحیه	E, (MPa)	θ	$K (m^2) \times 10^{-10}$	Kr (kpa)	K_s (kpa)	$\rho_f (t/m^3)$	$\rho_s (t/m^3)$	N
۱	۱۵۳	۰/۲۸۵۷	۱	2.0e6	1.0e9	۰/۹۸	۲/۷۵	۰/۳۷۵
۲	۸۹/۳	۰/۲۸۵۷	۱۰	2.0e6	1.0e9	۰/۹۸	۲/۷۵	۰/۳۷۵
۳	۹۶	۰/۲۸۵۷	۱۰	2.0e6	1.0e9	۰/۹۸	۲/۷۵	۰/۳۷۵
۴	۱۰۲	۰/۲۸۵۷	۱	2.0e6	1.0e9	۰/۹۸	۲/۷۵	۰/۳۷۵

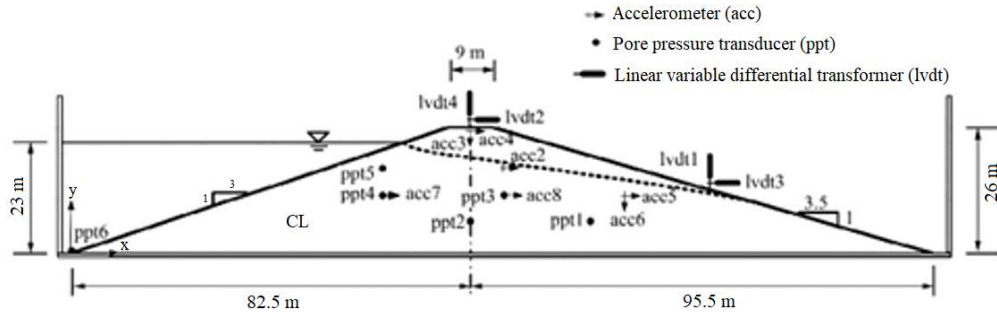
صحت‌سنجی کد محاسباتی

زلزله در حدود ۹۹۲ Gal بود که در ایستگاهی در نزدیکی سد خاکی جن‌بی‌تان در منطقه‌ی چپایی اندازه‌گیری شده است. بدنه‌ی این سد خاکی مجهز به چند شتاب‌سنج، جابجایی‌سنج و پیژومتر حساس است که در حین زلزله تغییرات را ثبت می‌کنند (شکل ۵). بعد از مدل‌سازی اجزای محدود با برنامه‌نویسی زبان فرترن نتایج تغییرات فشار منفذی به دست آمده از تحلیل عددی با نتایج ۲ پیژومتر نصب‌شده در سد جن‌بی‌تان مقایسه شدند (شکل ۶).

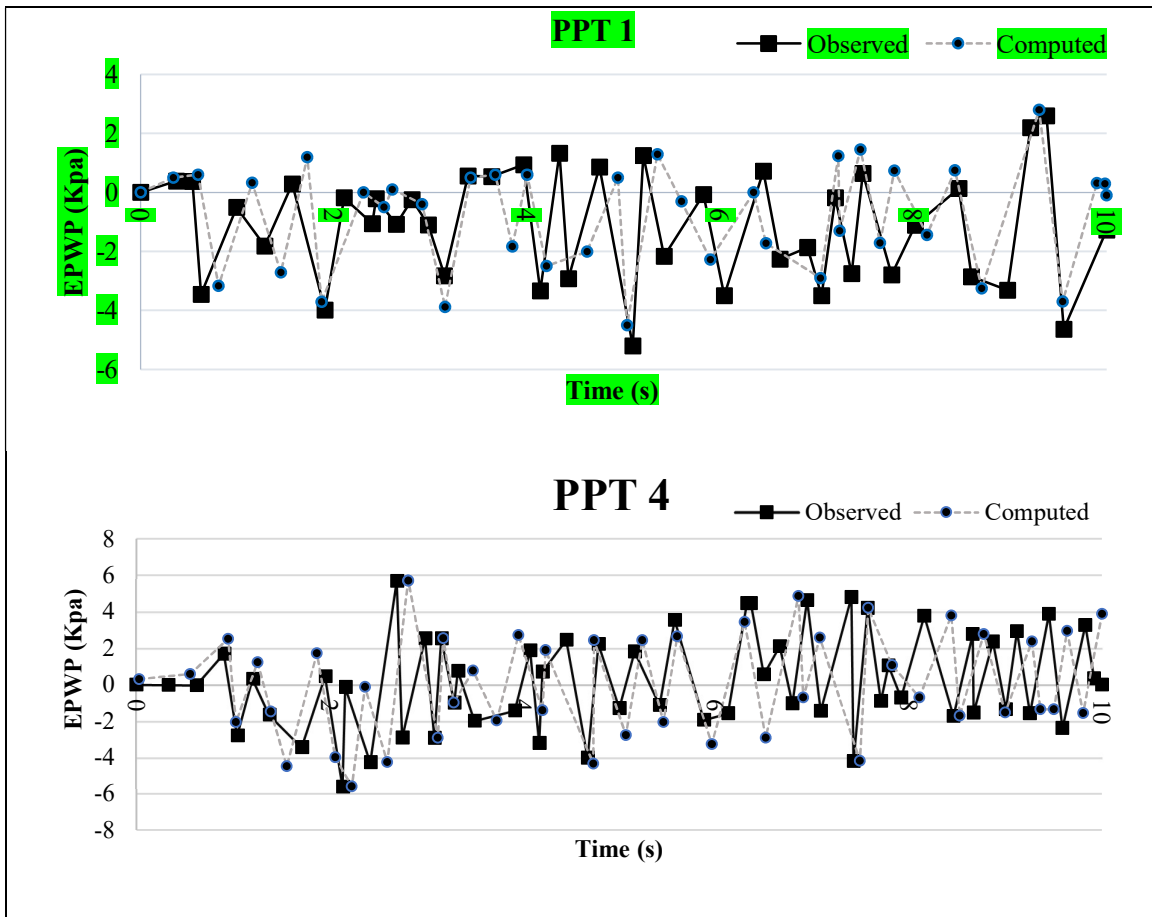
برای صحت‌سنجی مدل دینامیکی از نتایج گزارش میدانی وو^۱ و همکاران (۲۰۰۹) از زلزله چپایی^۲ در تایوان استفاده شده که با قدرت $ML=6.4$ در ۲۲ اکتبر ۱۹۹۹ و در کشور تایوان رخ داد. این زمین‌لرزه بر اثر برخورد صفحه‌ی دریای فیلیپین و صفحه‌ی اوراسیا ایجاد شد که منجر به گسیختگی در امتداد گسل چلونگپو شد. شتاب‌نگاری زمین‌لرزه تاریخی زمین لرزه چپایی نشان داد که شتاب ثبت شده در طول

² ChiaYi

¹ Wu



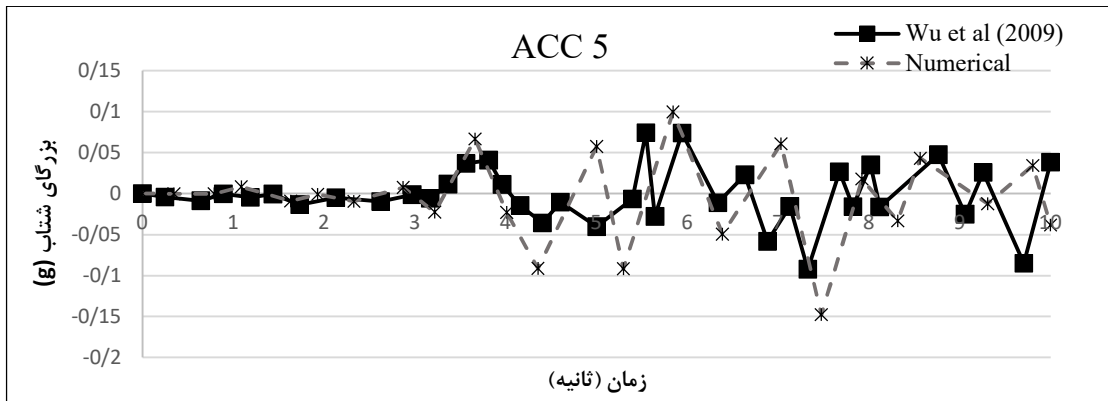
شکل (۵): پیزومترهای نصب شده بر روی سد خاکی جن بی تان تایوان (وو و همکاران، ۲۰۰۹)



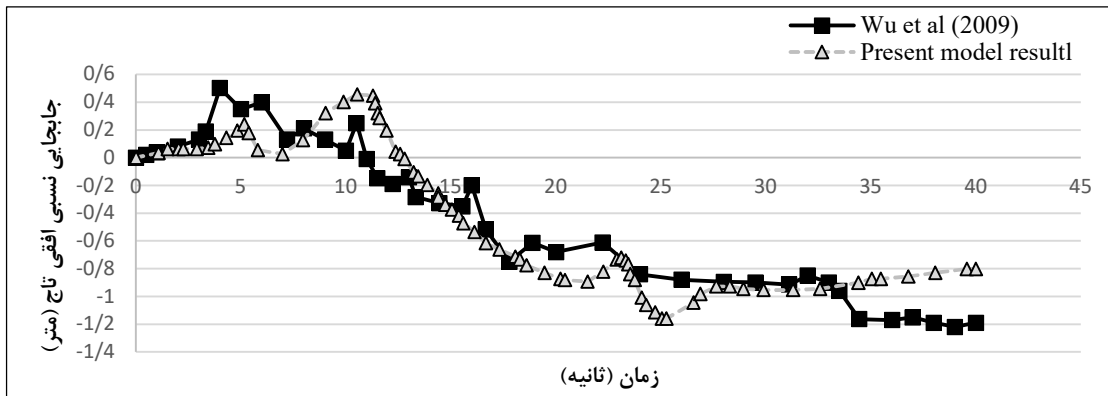
شکل (۶): مقایسه مدل عددی حاضر و مثال سنجی برای تاریخچه زمانی فشار آب منفذی مازاد در پیزومترهای شماره ۱، ۲ و ۴ برای سد خاکی جن بی تان در حین زلزله

اختلاف بین مقادیر عددی (تحقیق حاضر) و نتایج وو و همکاران (۲۰۰۹) برای فشار منفذی بیشینه در پیزومترهای شماره ۱ تا ۵ به ترتیب برابر ۰/۱۹، ۰/۳۱، ۰/۴۵، ۰/۱۰ و ۰/۱ کیلوپاسکال است و همچنین اختلاف بین فشار منفذی کمینه نیز به ترتیب برابر ۰/۷، ۰/۵۶، ۰/۶۸، ۰/۰۰ و ۰/۲۵ کیلوپاسکال است. قابل ذکر است که میانگین اختلاف در فشار منفذی بیشینه و کمینه برای ۵ پیزومتر نصب شده در سد خاکی مثال صحت سنجی (در مقایسه با مقادیر محاسباتی تحقیق حاضر) به ترتیب برابر ۰/۳۱ و ۰/۲۸ کیلوپاسکال است که باتوجه به بازه تغییرات فشار منفذی

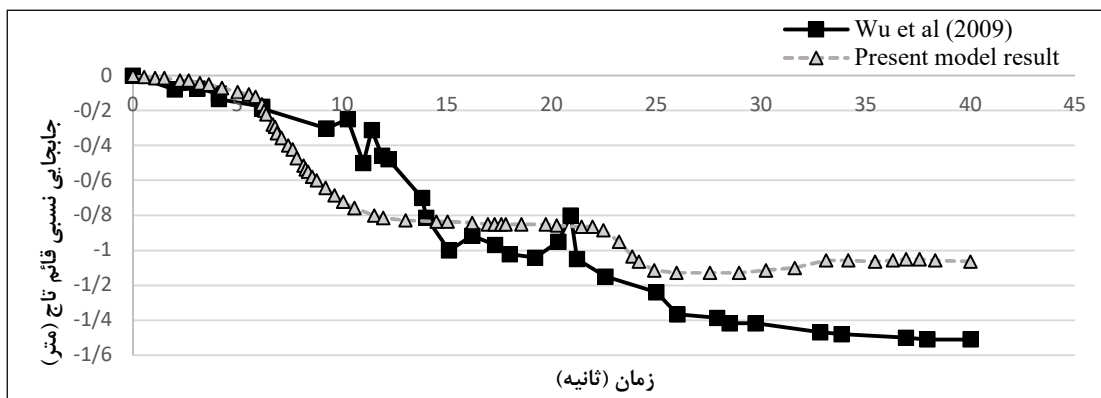
مضاعف از $5/6$ تا $5/7$ کیلو پاسکال معیار قابل قبول برای صحت سنجی به حساب می آید. در صورتی که درصد اختلافها مدنظر باشد، درصد اختلاف بین بیشینه EPWP در دو مدل عددی و مثال صحت سنجی به ترتیب $7, 7, 27$ و 0 و 4 درصد است که به طور میانگین نتایج عددی در (نسبت به پاشنه سد) در شکل ۸ و ۹ ملاحظه می شود.



شکل (۷): نتایج شتاب سنج شماره ۵ در مدل تحقیق حاضر و نتایج تحقیق وو و همکاران (۲۰۰۹)



شکل (۸): جایجایی نسبی افقی تاج سد نسبت به پاشنه در مقایسه با مدل وو و همکاران (۲۰۰۹)



شکل (۹): جایجایی نسبی قائم تاج سد نسبت به پاشنه در مقایسه با مدل وو و همکاران (۲۰۰۹)

معیار گسیختگی موهر کلمب

معیار موهر کلمب برای تعیین شرایطی که باعث شکست خاک به عنوان یک سازه می‌شود، استفاده می‌شود. در این معیار، فشار برشی و فشار افقی خاک در نقطه‌ای که شکست رخ می‌دهد، با یکدیگر مقایسه می‌شوند. برای توضیح استفاده از این معیار، ابتدا باید به تعریف فشار برشی و فشار افقی خاک در نقطه‌ای که شکست رخ می‌دهد، پرداخت. فشار برشی، تفاوت فشارهای موازی با دو سطح برشی است که در نقطه‌ای مشخص در خاک ایجاد می‌شود. فشار افقی، فشاری است که عمود بر سطح برشی در نقطه‌ای مشخص در خاک ایجاد می‌شود. معیار گسیختگی موهر کلمب، بیان می‌کند که زمانی که فشار برشی در نقطه‌ای مشخص در خاک، بیشتر از یک ضریبی از فشار افقی در آن نقطه باشد، شکست خاک در سد رخ می‌دهد. به صورت ریاضی، این معیار به صورت زیر بیان می‌شود:

$$\tau = c + \sigma_n \tan \phi \quad (31)$$

در این رابطه، τ ، فشار برشی بر نیوتن بر مترمربع، c ، پارامتر کرنش برشی، σ_n ، فشار قائم بر حسب نیوتن بر مترمربع و ϕ ، زاویه اصطکاک داخلی خاک بر حسب درجه است. این رابطه، نشان می‌دهد که زمانی که فشار برشی بیشتر از حداکثر مقداری باشد که توسط این رابطه محاسبه می‌شود، شکست در خاک رخ می‌دهد. با استفاده از معیار گسیختگی موهر کلمب، می‌توان به تعیین شرایطی که باعث شکست خاک در سد می‌شود، کمک کرد. این معیار به عنوان یکی از معیارهای مهم در تحلیل دینامیکی سد خاکی مورد استفاده قرار می‌گیرد.

مولفه های ورودی سیستم فازی

در این تحقیق جهت تحلیل عدم قطعیت از رویکرد فازی استفاده شده است و برای اجرای اجزای محدود فازی نیاز است که متغیرهای فازی در ابتدای مدلسازی انجام شود. لذا از متغیرهای شتاب نگاشتهای وارده بر قسمت تحتانی پی سد برای فازی سازی استفاده شدند. شتاب نگاشتهای

ورودی بر سیستم سد-مخزن- فونداسیون در تحقیق حاضر بر دو نوع هستند که شامل الف) بارهای سینوسی ب) بارهای مدل باترست-حاتمی.

در حالت بارهای سینوسی متغیرهای فازی فرکانس f و دامنه A هستند و در حالت مدل باترست-حاتمی^۱ (۱۹۹۸) متغیرهای فازی، شدت آریاس (AI) و فرکانس f هستند. قابل ذکر است که مدل باترست-حاتمی برای تولید شتاب نگاشتهای نزدیک به بارهای لرزه‌ای واقعی استفاده شدند و در مقاله‌ای در سال ۱۹۹۸ برای تحلیل لرزه‌ای دیوار خاکی مسلح^۲ معرفی گردید. تابع تولید شتاب نگاشت برای مدل باترست - حاتمی (۱۹۹۸) به صورت ذیل است:

$$\ddot{u}(t) = \sqrt{\beta} e^{-\alpha t} t^{\xi} \sin(2\pi f t) \quad (30)$$

که در آن $\ddot{u}(t)$ ، شتاب و ضرایب ثابت α ، β و ξ به ترتیب برابر با ۵.۵، ۵۵ و ۱۲ هستند. F ، فرکانس بر حسب معکوس ثانیه و t ، زمان بر حسب ثانیه است. اوج شتاب زمین (PGA) 0.2g و فواصل زمانی شتاب نگاشت ۰/۰۵ ثانیه فرض شده است که برای تحریکی به طول ۵ ثانیه است. محدوده‌ی فرکانس حرکت زمین ورودی بر اساس فرکانس طبیعی سد خاکی سن فرناندو انتخاب می‌شود.

برای شتاب نگاشت سینوسی مقادیر فرکانس متغیر دارای یازده مقدار ۵، ۵/۷، ۶/۴، ۷/۱، ۷/۸، ۸/۵، ۹/۲، ۹/۹، ۱۰/۶، ۱۱/۳ و ۱۲ است. شتاب نگاشت و دامنه‌ی فوریه برای دو فرکانس ۶/۴ و ۱۲ هرتز در شکل های (۱۳-۱۰) با نرم افزار سیموسیگنال^۳ نشان داده شده است. برای شتاب نگاشت باترست-حاتمی مقادیر فرکانس دارای یازده مقدار ۱/۵، ۳، ۴/۵، ۶، ۷/۵، ۹، ۱۰/۵، ۱۲، ۱۳/۵، ۱۵ و ۱۶/۵ می‌باشد که برای دو ۳ و ۱۶/۵ هرتز در حالتی که ضریب آریاس برابر ۲ باشد، تابع شتاب نگاشت و دامنه فوریه در شکل های (۱۴-۱۷) رسم شده است.

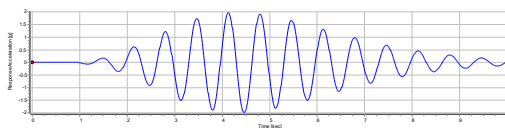
جهت فازی سازی هر چهار متغیر در دو حالت مذکور از توابع ورودی فازی مطابق شکل‌های زیر استفاده شده است. محدوده تغییرات دامنه A و فرکانس f در حالت سینوسی

³ SeismoSignal

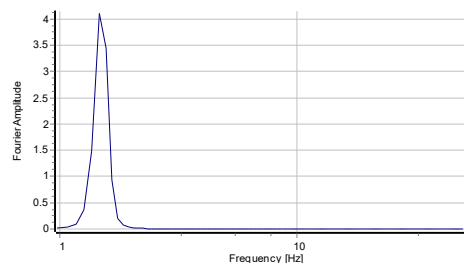
¹ Buttress and Hatami

² Reinforced soil walls

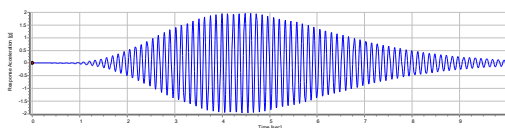
شکل (۱۳): دامنه فوریه بار سینوسی در حالت فرکانس ۱۲ هرتز و دامنه ۰/۶ متر بر مجذورثانیه



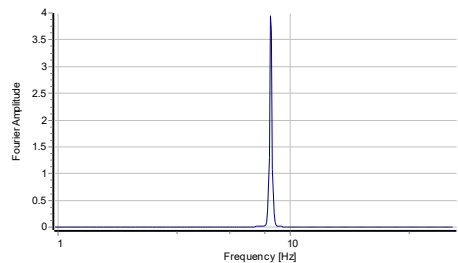
شکل (۱۴): شتاب نگاشت بار باترست-حاطمی در حالت فرکانس ۳ هرتز و ضریب آریاس ۲



شکل (۱۵): شتاب نگاشت بار باترست-حاطمی در حالت فرکانس ۳ هرتز و ضریب آریاس ۲



شکل (۱۶): شتاب نگاشت بار باترست-حاطمی در حالت فرکانس ۱۶/۵ هرتز و ضریب آریاس ۲

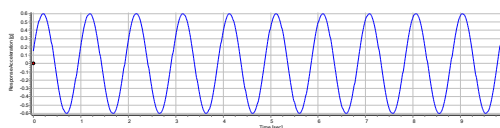


شکل (۱۷): دامنه فوریه شتاب نگاشت باترست-حاطمی در حالت فرکانس ۱۶/۵ هرتز و ضریب آریاس ۲.

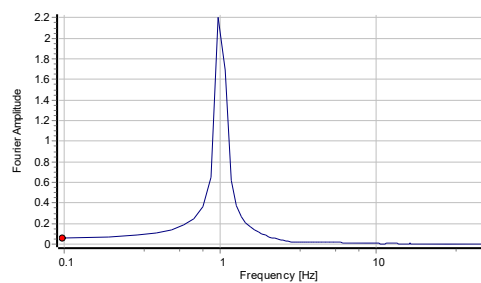
بارگذاری سد خاکی تحت شتاب نگاشت‌های فازی-چند مرحله‌ای انجام گرفت که در مرحله پیش‌پردازش، داده‌های شتاب نگاشت‌ها بر اساس فرکانس، دامنه و ضریب آریاس تنظیم و سازماندهی شد و توابع عضویت ورودی (برای استفاده در تحلیل اجزای محدود) تشکیل شد که در شکل (۱۸-۱۹) نشان داده شده است. سپس در مرحله‌ی پردازش اجرای کدهای در کمپایلر فرترن^۱ (استودیو نرم‌افزاری توسعه یافته ماکروسافت) انجام گرفت.

به ترتیب ۰-۰/۶ متر بر مجذورثانیه و ۱۲-۵ هرتز است و در حالت اعمال شتاب نگاشت باترست-حاطمی محدوده تغییرات ضریب شدت آریاس (AI) ۰-۱ و همچنین برای فرکانس (f) ۱/۵-۱۶/۵ هرتز است.

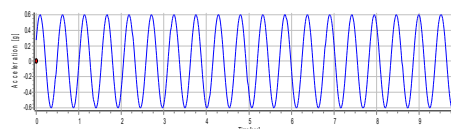
توابع ورودی فازی برای دو حالت بارهای هارمونیک سینوسی و باترست-حاطمی در نظر گرفته شدند که در حالت دوم شتاب نگاشت‌ها در طی زمان به گونه‌ای است که با گذر زمان دامنه افزایش پیدا می‌کند و سپس بعد از رسیدن به نقطه PGA مستهلک شده و کاهش پیدا می‌کند.



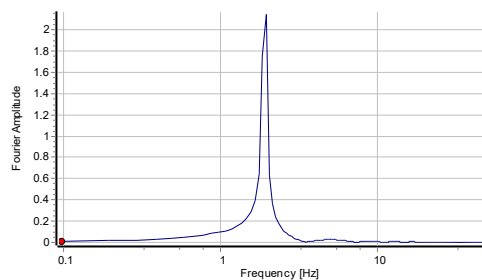
شکل (۱۰): شتاب نگاشت بار سینوسی در حالت فرکانس ۶/۴ هرتز و دامنه ۰/۶ متر بر مجذورثانیه



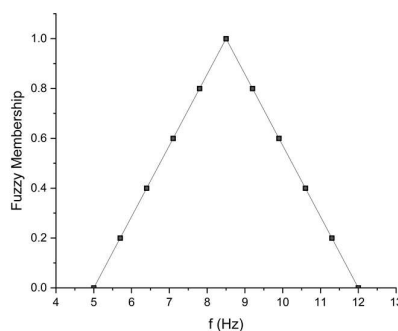
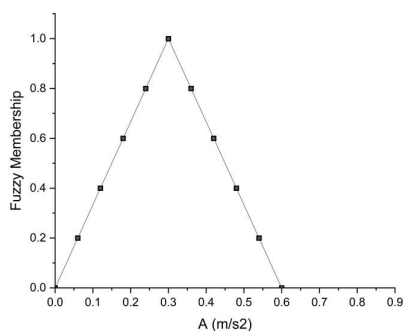
شکل (۱۱): دامنه فوریه برای بار سینوسی با فرکانس ۶/۴ هرتز و دامنه ۰/۶ متر بر مجذورثانیه



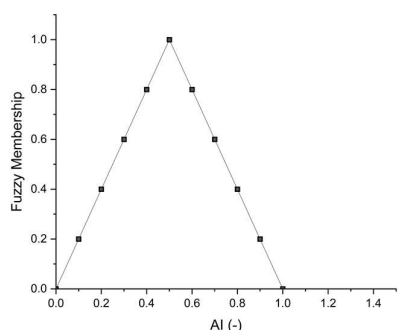
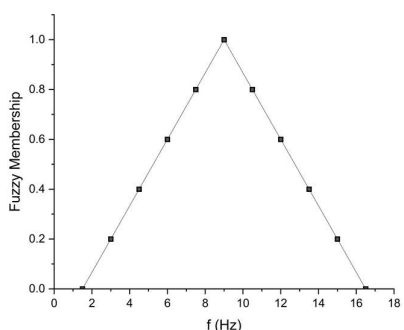
شکل (۱۲): شتاب نگاشت بار سینوسی در حالت فرکانس ۱۲ هرتز و دامنه ۰/۶ متر بر مجذورثانیه



¹ Microsoft Developer Studio



شکل (۱۸): توابع عضویت فازی برای داده‌های ورودی در حالت بارگذاری سینوسی



شکل (۱۹): توابع عضویت فازی برای داده‌های ورودی در حالت بارگذاری باترست و حاتمی (۱۹۹۸)

شدت آریاس میزان انرژی لرزه‌ای که در یک بازه‌ی زمانی مشخص در یک نقطه از سازه تولید می‌شود، را اندازه‌گیری می‌کند. برای محاسبه‌ی ضریب شدت آریاس، ابتدا باید شتاب لرزه‌ای در نقطه مورد نظر را به دست آورد. سپس با استفاده از رابطه زیر، ضریب شدت آریاس محاسبه می‌شود: (آریاس^۲، ۱۹۷۰)

$$AI = \frac{\pi}{2g} \int \ddot{u}^2(t) dt \quad (32)$$

در این رابطه، AI، ضریب شدت آریاس، $\ddot{u}(t)$ شتاب لرزه‌ای در نقطه مورد نظر، و t زمان بازه‌ای است که شتاب لرزه‌ای در آن اندازه‌گیری می‌شود. شدت آریاس یک اندازه‌گیری از قدرت حرکت زمین در طول یک زلزله است و شدت لرزش را با اندازه‌گیری شتاب زمین در طول موج‌های دینامیکی محاسبه می‌کند.

در واقع، شدت آریاس می‌تواند به عنوان یک شاخص برای محاسبه میزان انرژی موجود در حرکت زمین در طول یک زلزله استفاده شود. در این تحقیق جهت نزدیکی شتاب

مطابق شکل‌های (۱۸-۱۹) برش-آلفای برای محور عمودی در فواصل ۰/۲ رسم شده است و یازده مقدار برای هر متغیر در محور عمودی در نظر گرفته شد. رأس مثلث تابع ورودی نشانگر تحلیل تعیینی است که امکان مقایسه قطعی- غیرقطعی را بعد از مدلسازی فراهم می‌نماید. مرحله پس پردازش، مشتمل بر تبدیل خروجی‌های برنامه توسعه داده شده بر اساس قالب نرم افزار TECPLOT و رسم کانتورها و همچنین رسم توابع فازی خروجی است. در واقع با فازی‌سازی متغیرهای دینامیکی (فرکانس، دامنه و ضریب آریاس)، نتایج دبی تراوش در حالت فازی استخراج می‌شوند.

ضریب شدت آریاس

یکی از مفاهیم مهم در تحلیل دینامیکی سازه‌ها ضریب شدت آریاس^۱ (AI) می‌باشد که بیانگر انرژی دینامیکی در یک نقطه‌ی مشخص از سازه و در یک زمان معین است که توسط آریاس در سال ۱۹۷۰ معرفی شد. به عبارتی دیگر،

² Arias

¹ Arias Intensity

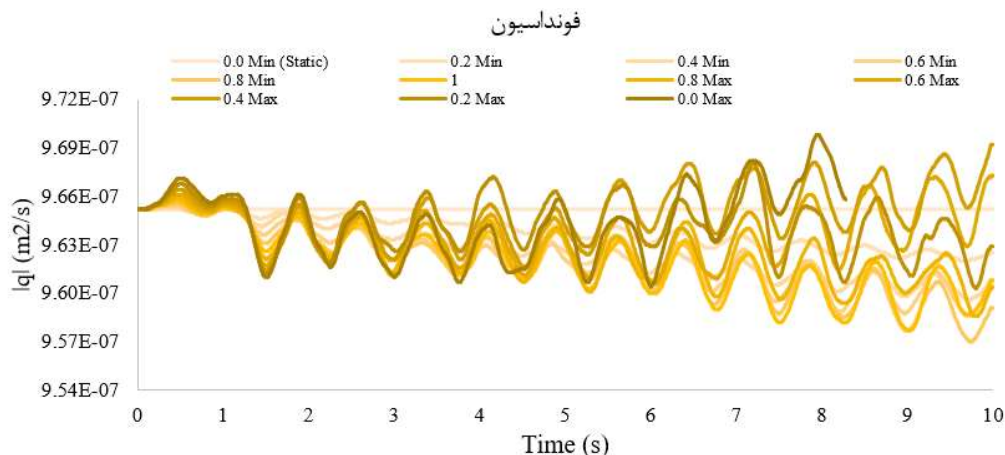
فونداسیون نشان داده شده است. در فونداسیون، اگر صرفاً مقدار بیشینه‌ی دبی تراوش در حالت قدرمطلق در نظر گرفته شود، بعد از زمان ۵ ثانیه از شروع تحریک، با افزایش دامنه (A) دبی بیشینه تراوش^۱ (PSD) مقادیر بالاتری را نشان می‌دهد. اما در بدنه‌ی سد افزایش دامنه، تغییرات مشخصی در بالا یا پایین رفتن دبی ایجاد نکرده است و در واقع موجب تغییرات تصادفی شده است. در حالت کلی افزایش دامنه تحریک سینوسی، بعد از ۵ ثانیه از شروع شتاب نگاشت موجب افزایش PSD در فونداسیون سد شده است. در مقایسه حالت استاتیکی و دینامیکی در بار سینوسی می‌توان گفت که در زمان ۳ ثانیه به بعد و از فرکانس های ۸/۵ تا ۱۲ هرتز دبی در حالت استاتیکی در فونداسیون بیشتر از حالت دینامیکی است.

در شکل (۲۲)، برای مجموع دبی (فونداسیون+سد) از زمان شروع تحریک تا ثانیه ۲/۵، رفتار مشخصی برای تغییرات دبی قابل رویت است به طوری که در این بازه افزایش دامنه موجب افزایش سطح تراوش شده است. اما در ثانیه ۲/۵ به بعد رفتار توابع تصادفی است.

نگاشت‌ها به بارهای واقعی و امکان قیاس بهتر مدل‌ها از مدل باترست - حاتمی (۱۹۹۸) برای تولید شتاب نگاشت مصنوعی استفاده شده است.

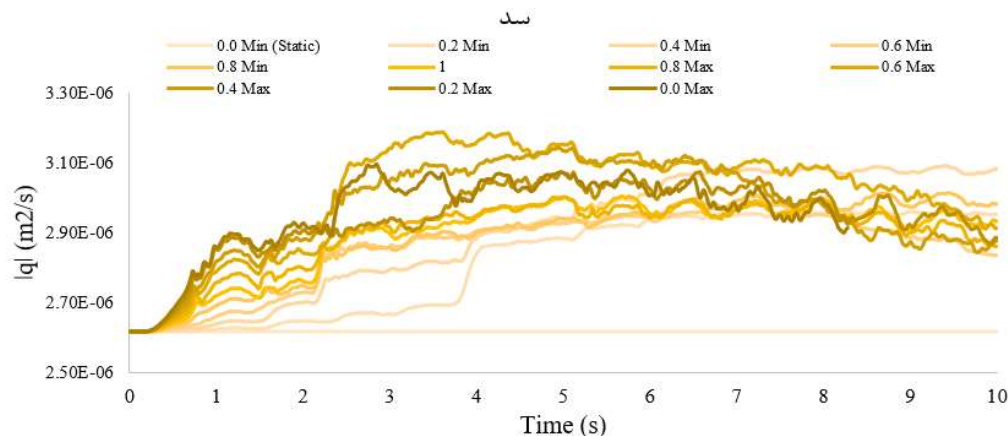
۳- نتایج و بحث

در بارگذاری سینوسی خروجی منتج از تحلیل اجزای محدود فازی در ۳ بخش فونداسیون، بدنه‌ی سد و مجموع این دو بخش (فونداسیون + سد) محاسبه گردیده است و متغیرهای فازی در حالت سینوسی و در حالت اعمال شتاب نگاشت باترست-حاتمی در این ۳ بخش برای تحلیل فازی استفاده شده است. جهت مقایسه‌ی نتایج دبی در حالت استاتیکی و دینامیکی علاوه بر تغییر برش آلفا در حالت دینامیک از یک حالت استاتیکی برای دبی تراوش استفاده شده است که در این حالت، کلیه نیروهای وارد بر سد در شرایط تعادل قرار دارند و فرض بر این است که در حالت استاتیکی تغییراتی در دبی تراوش رخ نمی‌دهد و عددی ثابت می‌باشد. در شکل‌های (۲۰-۲۲) خروجی دبی تراوش در حالت دینامیکی با بار سینوسی از فونداسیون، بدنه و مجموع سد-

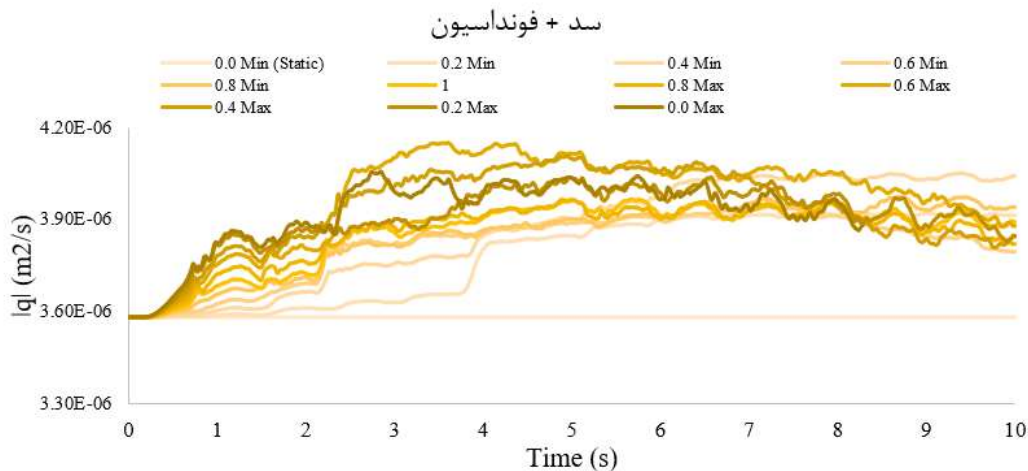


شکل (۲۰): تغییرات دبی تراوش عبوری از فونداسیون در حالت اعمال بار دینامیکی سینوسی با فرض دامنه‌ی (A) به عنوان متغیر فازی

¹ Peak Seepage Discharge



شکل (۲۱): تغییرات دبی تراوش عبوری از بدنه‌ی سد در حالت اعمال بار دینامیکی سینوسی با فرض دامنه‌ی (A) به عنوان متغیر فازی

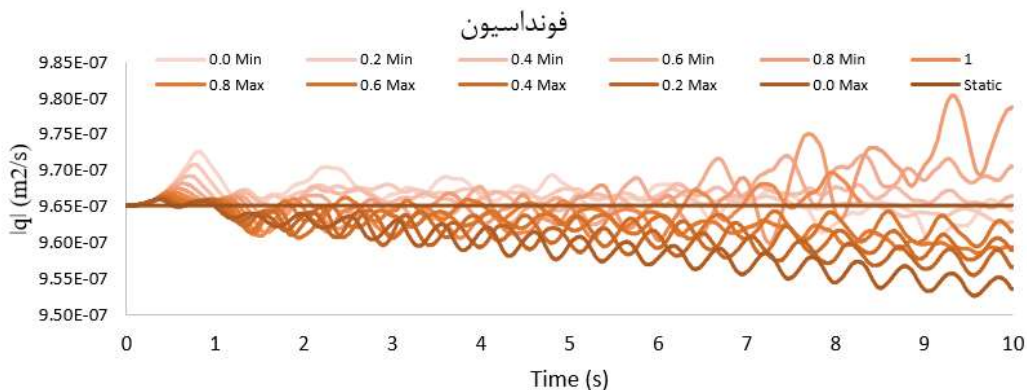


شکل (۲۲): تغییرات دبی تراوش عبوری از مجموع سد و فونداسیون در حالت اعمال بار دینامیکی سینوسی با فرض دامنه‌ی (A) به عنوان متغیر فازی

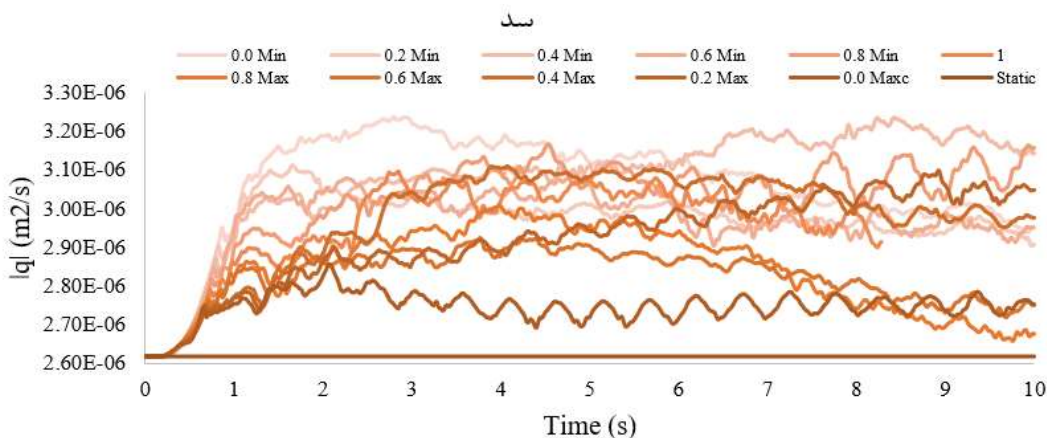
بدنه‌ی سد، نشان داده شده است و اگر دبی کل (سد + فونداسیون) بررسی شود، از زمان ۰ تا ۲ ثانیه، افزایش فرکانس موجب کاهش سطح دبی تراوش می‌شود (شکل ۲۵). یعنی در برش آلفای نزدیک به 0.0 Max سطح دبی به مرور زمان افت نشان می‌دهد که این نتیجه متفاوت از بازه‌های زمانی ابتدایی شروع تحریک است. اگر بیشینه‌ی دبی در نظر گرفته شود، افزایش فرکانس در حالت سینوسی و با فرض ثابت بودن دامنه، موجب کاهش PSD در فونداسیون می‌شود.

تغییرات فرکانس شتاب نگاشت (f)

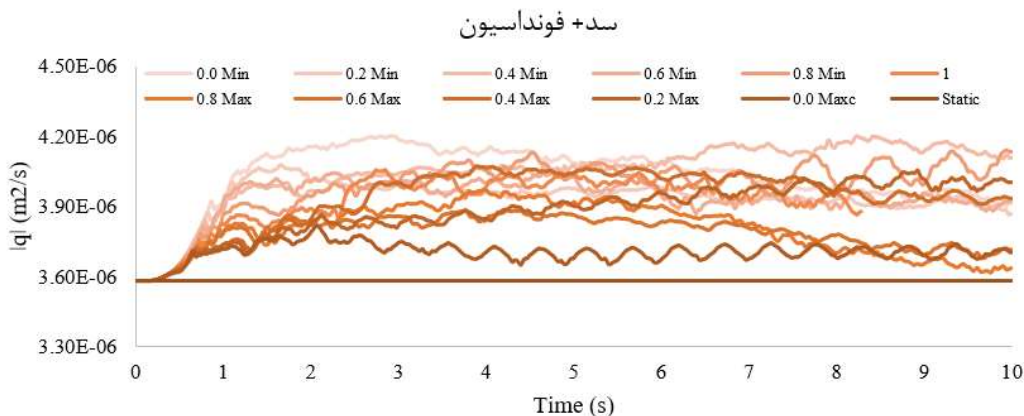
اگر تغییرات فرکانس به عنوان متغیر فازی باشد و در بارگذاری سینوسی در نظر گرفته شود، با مقایسه حالت استاتیکی (خط ثابت افقی) و دینامیکی، می‌توان گفت که از $t=3s$ و برای فرکانس‌های 1 تا 0.0 Max (برش آلفای شکل ۱۸) شتاب نگاشت ورودی موجب کاهش سطح دبی در پی سد نسبت به حالت استاتیکی شده است. یعنی دبی در حالت استاتیکی در فونداسیون بیشتر از حالت دینامیکی است (شکل ۲۳). در شکل (۲۴) دبی تراوش عبوری برای



شکل (۲۳): تغییرات دبی تراوش عبوری از فونداسیون در حالت اعمال بار دینامیکی سینوسی با فرض فرکانس (f) به عنوان متغیر فازی



شکل (۲۴): تغییرات دبی تراوش عبوری از بدنه سد در حالت اعمال بار دینامیکی سینوسی با فرض فرکانس (f) به عنوان متغیر فازی



شکل (۲۵): تغییرات دبی تراوش عبوری از مجموع فونداسیون و سد در حالت اعمال بار دینامیکی سینوسی با فرض فرکانس (f) به عنوان متغیر فازی

مدل بارگذاری باترست-حاتمی

در حالت بارگذاری با اعمال شتاب نگاشت مدل باترست-حاتمی، آنچه واضح است شدت AI بیشتر موجب کاهش PSD در فونداسیون سد شده است (شکل ۲۶). نتایج به دست آمده از تحلیل فازی برای متغیر AI در پی سد، نشان می‌دهد که به طور کلی افزایش AI دامنه تغییرات تراوش را افزایش داده است، اما سطح مقدار دبی را کاهش می‌دهد. در واقع، این به معنای آن است که اعمال انرژی بیشتر بر سازه (آریاس بیشتر)، دبی گذری از فونداسیون سد سن فرناندو را کمتر کرده است، اما دامنه تغییرات، نرخ افزایشی دارند. اگر بدنه‌ی سد را در نظر بگیریم، در بازه ۰-۱/۵ ثانیه به صورت مستقیم افزایش AI، افزایش دبی را موجب می‌شود اما در بازه‌های زمانی بعدی، نرخ تغییرات روند ثابتی ندارد (شکل ۲۷).

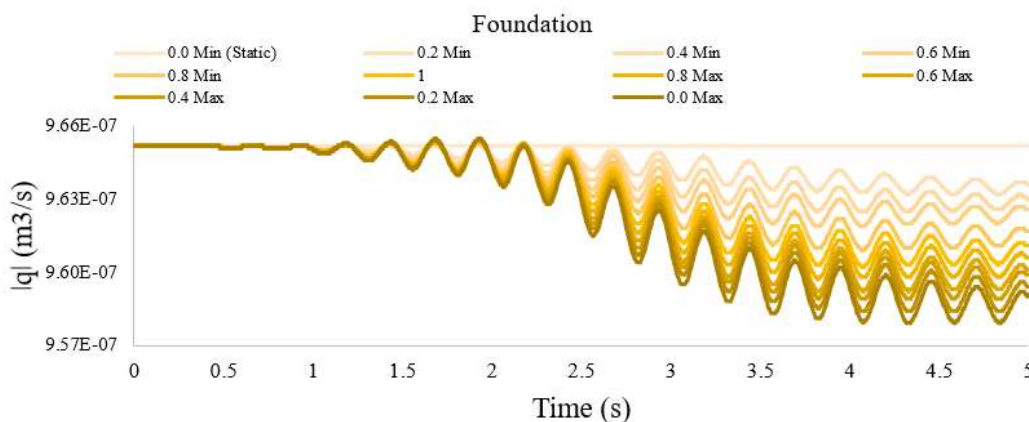
قابل ذکر است که از قدر مطلق دبی تراوش برای مقایسه تحلیل‌ها استفاده شده است و از تراوش منفی (معکوس) در حین زلزله به علت ناچیز بودن صرف نظر گردیده است که به معنای تراوش از طرف پایین دست به سمت بالادست است. به دلیل اینکه هندسه‌ی فونداسیون در مدلسازی عددی حاضر نسبت به ابعاد هندسه‌ی سد سن فرناندو کوچک است لذا اثر تراوش بدنه سد از پی به مراتب بیشتر است و لذا رفتار تابع در مجموع (بدنه + سد) مشابه رفتار بدنه‌ی سد در بررسی تغییرات نشت است (شکل ۲۸-۲۷).

تغییر شدت آریاس (با ثابت بودن فرکانس)

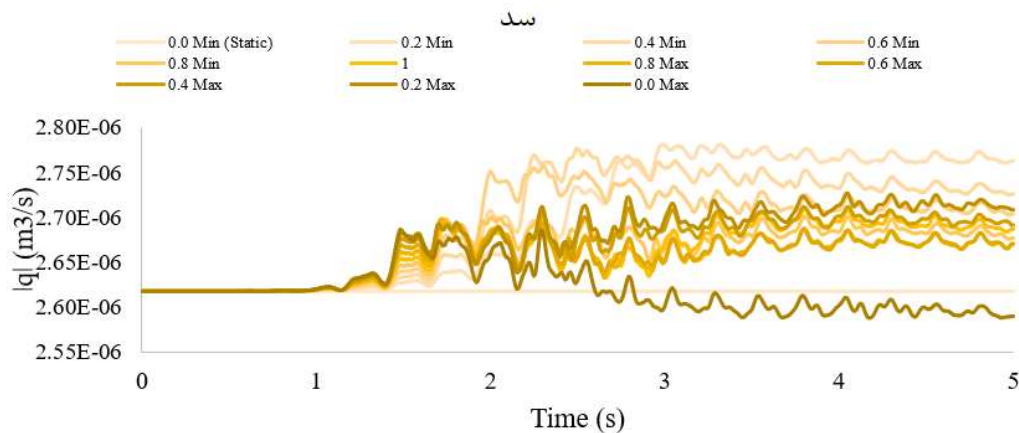
همان طور که گفته شد این معیار برای اندازه‌گیری شدت انرژی لرزه‌ای در یک نقطه از سازه، استفاده می‌شود. ضریب شدت آریاس به عنوان یکی از معیارهای مهم در تحلیل دینامیکی سازه‌ها، در طراحی و ارزیابی سازه‌هایی که در معرض لرزه قرار دارند، بسیار مهم است. این معیار به مهندسان و طراحان سازه کمک می‌کند تا با توجه به شدت لرزه‌ای که در نقاط مختلف سازه ایجاد می‌شود، طرحی ایمن و مقاوم برای سازه ارائه دهند.

با وجود تفاوت، در محتوای فرکانس مدل باترست-حاتمی، مقدار I_a با معادله فوق محاسبه شده است. برای شتاب نگاشت‌های ورودی با تغییر فرکانس مقدار شدت آریاس برابر ۲ است و در حالت کلی در مدل باترست-حاتمی تحقیق حاضر در حالتی که شدت AI متغیر باشد، مقدار فرکانس ثابت (۴ هرتز) و در حالت فرکانس متغیر مقدار AI ثابت فرض شده است.

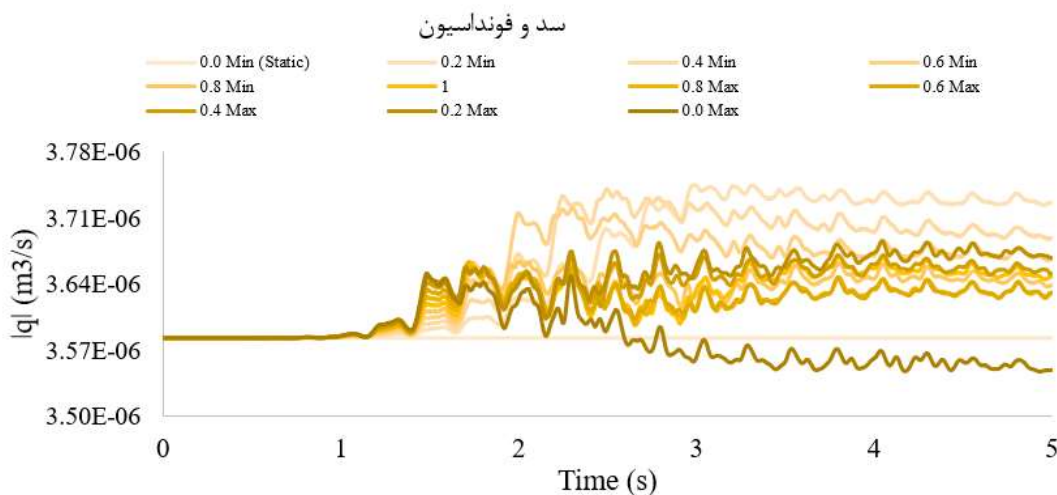
قابل ذکر است که اگر از شتاب نگاشت واقعی استفاده می‌شد، به دلیل فازی بودن تحلیل امکان مقایسه تغییر فرکانس و دامنه مطابق بارهای هارمونیک فراهم نبود و عملاً به دلیل پیچیدگی خروجی‌ها، امکان ارائه‌ی نتایج ملموس وجود نداشت. لذا از بارهای هارمونیک سینوسی و باترست-حاتمی (۱۹۹۸) استفاده شد که مدل باترست-حاتمی یا به اختصار BH نزدیکی زیادی به بارهای لرزه‌ای دارد.



شکل (۲۶): تغییرات دبی تراوش عبوری از فونداسیون در حالت اعمال بار دینامیکی مدل باترست-حاتمی با فرض شدت آریاس (AI) به عنوان متغیر فازی



شکل (۲۷): تغییرات دبی تراوش عبوری از بدنه در حالت اعمال بار دینامیکی مدل باترست-حاتمی با فرض فرکانس (f) به عنوان متغیر فازی

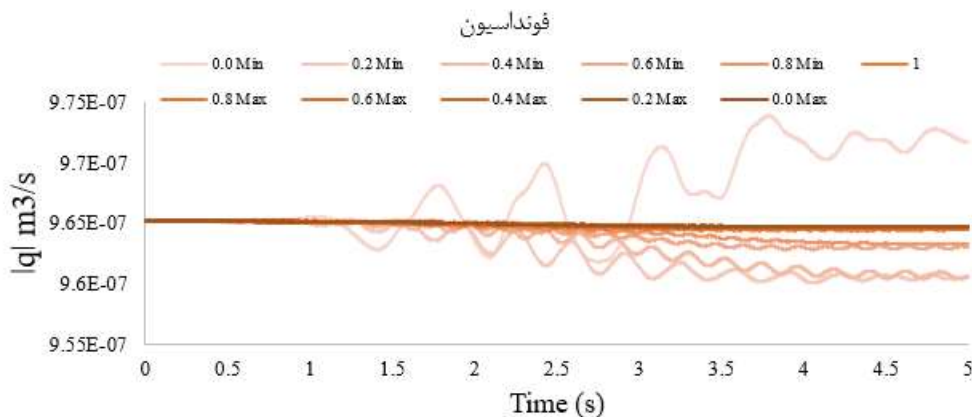


شکل (۲۸): تغییرات دبی تراوش عبوری از مجموع فونداسیون و بدنه‌ی سد در حالت اعمال بار دینامیکی مدل باترست-حاتمی با فرض شدت آریاس (AI) به عنوان متغیر فازی

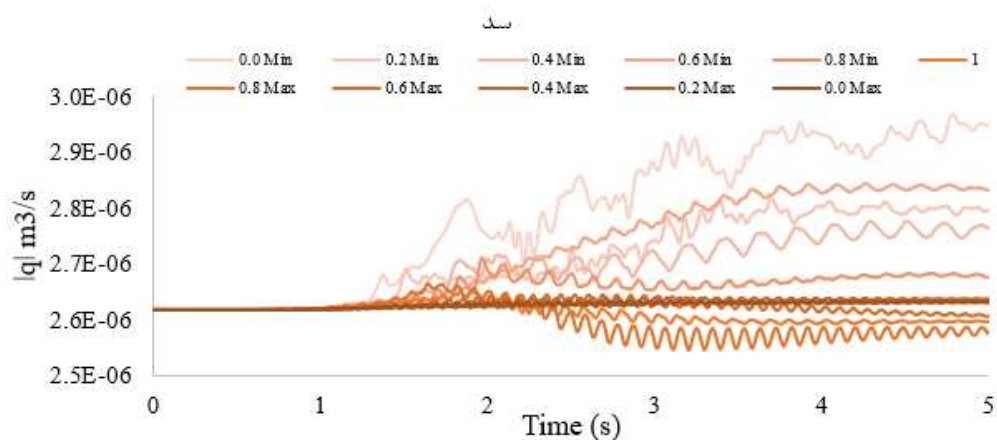
تغییر فرکانس (با ثابت بودن شدت آریاس)

فازی در نظر گرفته شود، توابع تغییرات قدرمطلق دبی تراوش برای سه بخش فونداسیون، بدنه و مجموع بدنه-فونداسیون در شکل های (۲۹)، (۳۰) و (۳۱) به ترتیب نشان داده شده است. به طور محسوس آنچه در شکل (۲۹) مشخص است، نزدیک شدن دبی تراوش به حالت استاتیکی با افزایش فرکانس در فونداسیون سد است و به عبارت دیگر، با تغییر توابع از 0.0Min تا 0.0Max، نمودارها دارای دامنه‌ی تغییرات کمتری هستند و دبی تراوش مقداری نزدیکتر به حالت استاتیکی دارد.

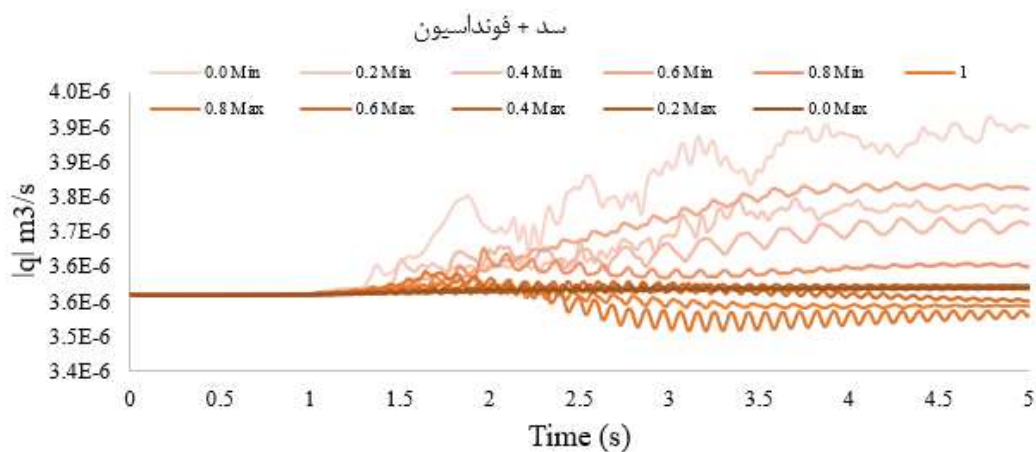
در حالت ثابت بودن AI و تغییرات فرکانس، مقدار PSD در فونداسیون به ازای فرکانس‌های بالاتر مقادیر نزدیکتری به دبی در حالت استاتیکی خواهد داشت. همچنین در این شرایط، در بدنه سد نیز مقدار PSD کاهش پیدا می کند و به مقدار استاتیکی نزدیکتر می شود. البته این تغییرات به صورت ثابت و معین نیستند و در حالت عمومی دبی به ازای فرکانس در بازه ۱۶/۵-۱۰/۵ هرگز در مقایسه بازه ۱/۵ تا ۷/۵ هرگز کمتر است و PSD نیز پایین تر است (شکل ۳۰-۲۹). در صورتی که شدت آریاس عدد ثابت ۲ فرض شود و متغیر فرکانس در بارگذاری مدل باترست-حاتمی به عنوان متغیر



شکل (۲۹): تغییرات دبی تراوش عبوری از فونداسیون در حالت اعمال بار دینامیکی مدل باترست-حاتمی با فرض فرکانس (f) به عنوان متغیر فازی



شکل (۳۰): تغییرات دبی تراوش عبوری از بدنه در حالت اعمال بار دینامیکی مدل باترست-حاتمی با فرض فرکانس (f) به عنوان متغیر فازی

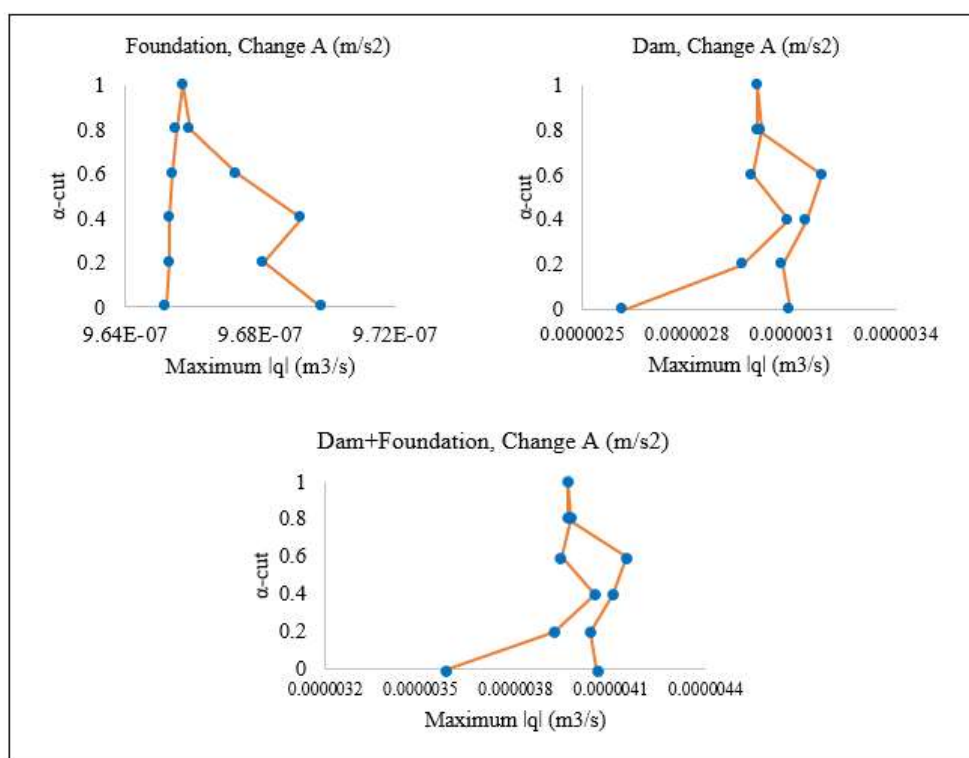


شکل (۳۱): تغییرات دبی تراوش عبوری از مجموع فونداسیون و سد در حالت اعمال بار دینامیکی مدل باترست-حاتمی با فرض فرکانس (f) به عنوان متغیر فازی.

توابع فازی خروجی

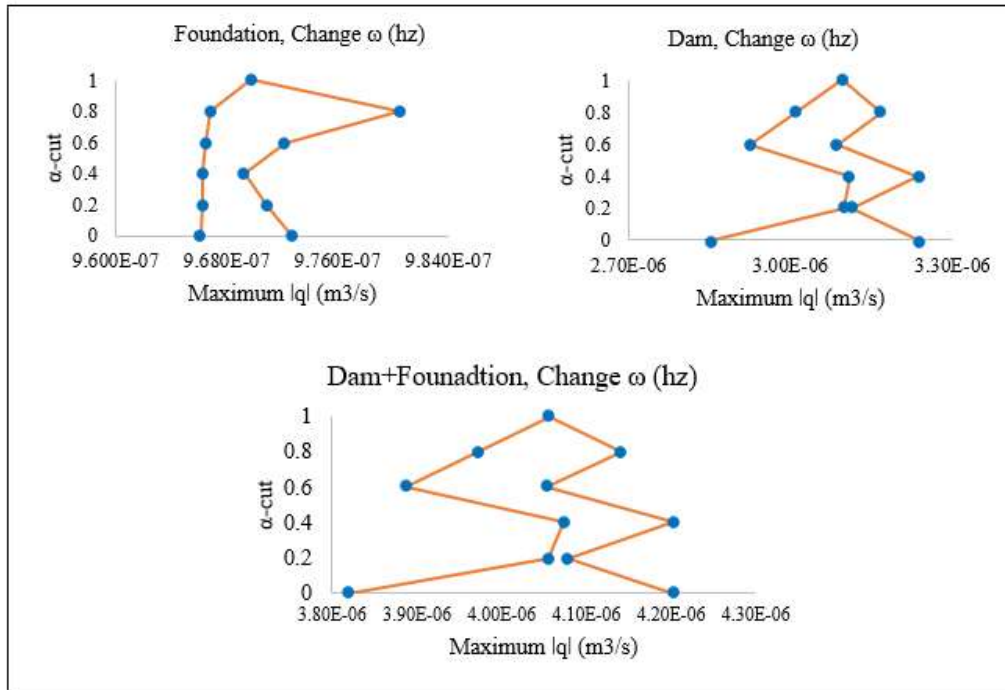
در صورتی که شدت آریاس به عنوان متغیر فازی فرض شده باشد و فرکانس ثابت باشد، توابع خروجی دبی تراوش به صورت شکل (۳۴) خواهد بود که تغییرات در نقاط متوالی مشاهده نمی‌شود که این برش آلفاها عبارتند از: (0.0 Min و 0.2 Min)، (0.4 Min و 0.6 Min و 0.8 Min)، (0.2 Max و 0.4 Max و 0.6 Max و 0.8 Max)، در این شرایط دو نقطه برشی 0.6 Max و 0.8 Max دبی PSD یکسانی با حالت تعیینی (برش آلفای=1) دارند، که البته نتیجه تاریخچه زمانی برای این سه برش آلفا متفاوت است. اگر شدت آریاس ثابت فرض شده و فرکانس متغیر فازی باشد، در بخش فونداسیون سد، دبی PSD در ۱۰ نقطه از ۱۱ نقطه برش آلفا تقریباً یکسان و برابر $9/6 \times 10^{-7}$ مترمکعب بر ثانیه است. نتایج برای بخش سد و مجموع سد-فونداسیون مطابق شکل و مشابه یکدیگر است (شکل ۳۵).

بعد از به دست آوردن نتایج تاریخچه زمانی برای شتاب نگاشت در دو بخش سد و فونداسیون و مجموع این دو، توابع عضویت فازی برای دبی خروجی نشت با لحاظ بشینه دبی رسم شده است که در شکل های (۳۲-۳۵) مشاهده می‌شود. جهت مقایسه‌ی حالت تعیینی و فازی می‌توان رأس مثلث (پاسخ قطعی و تعیینی) را با نقاط روی دو ضلع کناری (پاسخ فازی) مورد ارزیابی قرار داد. برای مقایسه‌ی مدل‌ها از دبی بیشینه تراوش^۱ (PSD) استفاده شده است. در حالت بار سینوسی اگر دامنه‌ی A به صورت متغیر فازی در نظر گرفته شود، تابع خروجی فازی مطابق شکل (۳۲) است که در فونداسیون سد در ۱۰ مقدار از ۱۱ مقدار فازی، افزایش A موجب PSD شده است ولی در مجموع بدنه و فونداسیون سد، نتایج به صورت محدب ظاهر می‌شود. در فونداسیون و مطابق شکل (۳۳) در حالتی که متغیر (f) به صورت فازی و دامنه ثابت باشد، پاسخ PSD از بازه 0.0 Min تا 1، به صورت مقعر و از 1 تا 0.0 Max محدب است.

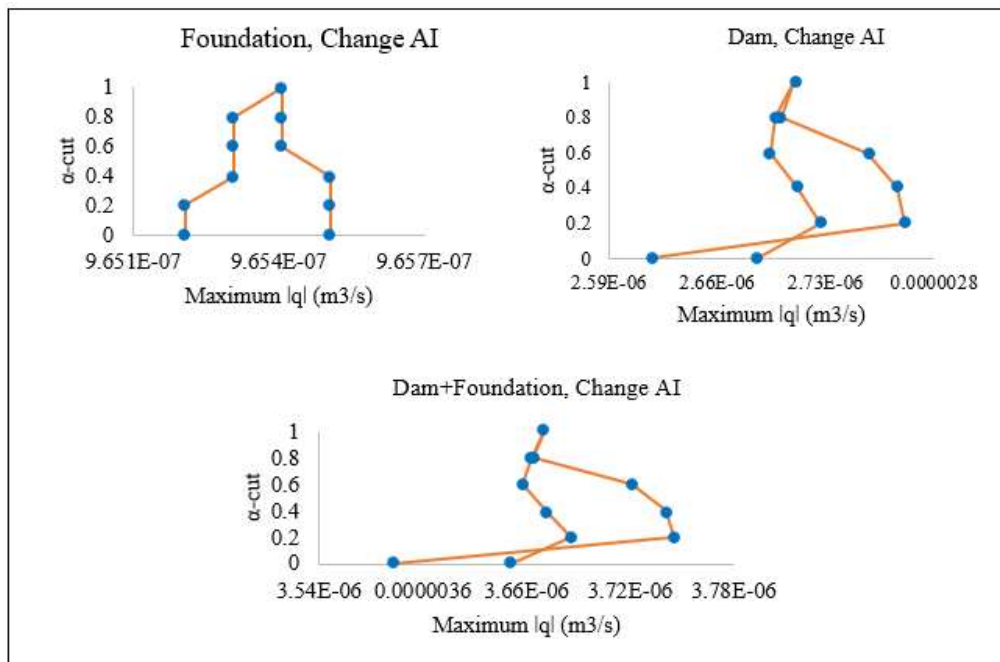


شکل (۳۲): تابع عضویت فازی خروجی برای بار سینوسی در حالت فرض دامنه‌ی (A) به عنوان متغیر فازی در سه بخش فونداسیون، سد و مجموع هر دو

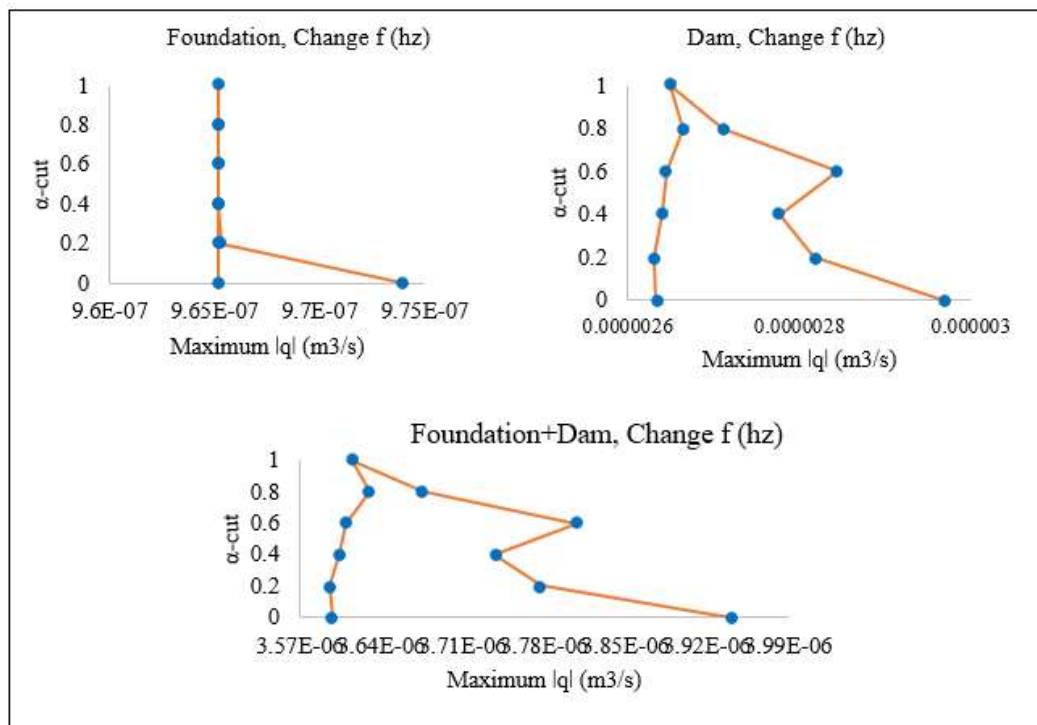
¹ Peak Seepage Discharge (PSD)



شکل (۳۳): تابع عضویت فازی خروجی برای بار سینوسی در حالت فرض فرکانس (f) به عنوان متغیر فازی در سه بخش فونداسیون، سد و مجموع هر دو



شکل (۳۴): تابع عضویت فازی خروجی برای بارگذاری مدل باترست-حاتمی در حالت فرض شدت آریاس (AI) به عنوان متغیر فازی در سه بخش فونداسیون، سد و مجموع هر دو



شکل (۳۵): تابع عضویت فازی خروجی برای بارگذاری مدل باترست-حاتمی در حالت فرض فرکانس (f) به عنوان متغیر فازی در سه بخش فونداسیون، سد و مجموع هر دو

گردید و به طور کلی در پی سد در ۴ حالت کلی با دو متغیر فازی (فرکانس و دامنه) در بارگذاری سینوسی و همچنین ۲ متغیر فازی (فرکانس و شدت آریاس) در مدل باترست-حاتمی، تحلیلها انجام گرفت که می توان نتایج زیر را برای فونداسیون در نظر گرفت:

الف) در اعمال فرکانس سینوسی، افزایش دامنه (A) با فرض ثابت بودن فرکانس، موجب افزایش قدرمطلق دبی در غالب زمانهای بارگذاری سینوسی شده است.

ب) در اعمال فرکانس سینوسی، تغییرات افزایشی در فرکانس با فرض ثابت بودن دامنه، موجب کاهش دبی قدر مطلق به سطحی پایین تر از حالت استاتیکی می شود.

ج) در اعمال فرکانس با مدل باترست-حاتمی، افزایش ضریب AI با ثابت در نظر گرفتن فرکانس، تغییرات محسوسی در دبی گذری از پی ایجاد می کند و سطح پاسخ کمتر می شود. به معنای دقیق در یک برش زمانی، شتاب نگاشتی که شدت آریاس بیشتری دارد، موجب ایجاد دبی تراوش عبوری پایین تری شده است و هرچه قدر شدت آریاس کمتر بوده، دبی دینامیکی به حالت استاتیکی نزدیکتر می شود.

جهت مقایسه تحلیل استاتیکی و دینامیکی در هر دو حالت شتاب نگاشت سینوسی و شتاب نگاشت باترست-حاتمی در خروجی از خطوط ثابت برای نشان دادن تحلیل استاتیکی استفاده شد که مبنی بر بدون تغییر بودن دبی تراوش در حالت استاتیکی است و نیروهای وارده بر سد (اعم از فشار منفذی، تنش های داخلی، فشار هیدرواستاتیکی) در تعادل کامل قرار دارند. با توجه به اینکه در تحقیقات قبلی فازی سازی متغیرهای مصالح سد خاکی انجام گرفته و دبی تراوش محاسبه نشده است، لذا امکان مقایسه ی مقادیر دبی تراوش با این تحقیقات فراهم نبود. در این تحقیق بارهای دینامیکی هارمونیک به صورت فازی بررسی شده اند و از مشخصات سد خاکی (در بخش بارگذاری هارمونیک) ثابت فرض شده است و دبی تراوش در قسمت های پی و سد مجزا و با هم محاسبه و تحلیل شده اند.

۴- نتیجه گیری

در تحقیق حاضر دبی گذری از سد با فرض پی با هندسه ی مستطیلی (۲۰ × ۲ متر) به روش اجزای محدود فازی برآورد

۱/۵ ثانیه بعد از شروع تحریک دارای دبی بیشتر اما از آن زمان به بعد دارای رفتار ثابتی نیستند.
 (د) در فرکانس مدل باترست-حاتمی، افزایش فرکانس با فرض ثابت بودن شدت آریاس، موجب کاهش سطح دبی عبوری شده و در فرکانس های بسیار بالا (۱۵ هرتز به بالا) دارای مقادیر کمتر از حالت استاتیکی است.
 جهت تحقیقات آتی تأثیر عدم قطعیت در هندسه و مصالح تشکیل دهنده آن بر روی تراوش عبوری می تواند مطالعه شود. همچنین تأثیر عدم قطعیت در نسبت نفوذپذیری افقی به عمودی خاک و نسبت نفوذپذیری هسته به پوسته بر روی تراوش عبوری نیز می تواند مورد مطالعه محققین قرار بگیرد.

(د) در اعمال فرکانس با مدل باترست-حاتمی، افزایش فرکانس با ثابت بودن AI موجب می شود که دبی عبوری به حالت استاتیکی نزدیک تر شود و مقادیر اختلاف بین دبی در شرایط استاتیکی و دینامیکی کمتر شود.
 برای بدنه ی سد خاکی می توان نتایج زیر را در نظر گرفت:
 الف) در حالت سینوسی، افزایش دامنه با ثبات فرکانس، در بازه زمانی ۰-۲ ثانیه موجب افزایش دبی عبوری شده است.
 ب) در حالت سینوسی، افزایش فرکانس با ثبات دامنه، در بازه زمانی ۰-۲/۵ ثانیه موجب کاهش دبی گردیده است که این تغییر محسوس مقطعی بوده است
 ج) در فرکانس مدل باترست-حاتمی، با افزایش ضریب آریاس و ثابت بودن فرکانس، توابع با شدت آریاس بیشتر تا

مراجع

- Chen, Q., Zou, Y. H., Tang, M., & He, C. R. (2014). Modelling the construction of a high embankment dam. *KSCE Journal of Civil Engineering*, 18, 93-102. <https://doi.org/10.1007/s12205-014-0180-4>
- Ghanbari A, Davoodi M, Nasrollahtabar Ahangar M. (2013). Development of Pseudo-Static Method for Stability Analyses of Embankment Dams with egard to Foundation Effect (Case study: Masjed Soleiman Dam). *MCEJ*;12(4):51-61 URL: <http://mcej.modares.ac.ir/article-16-9856-fa.html> (In Persian).
- Ghanbari, A. (2014). *Principles of Earth Dam Engineering*, KHU Publishing, Tehran, Iran (In Persian).
- Giglou, K. A., Biglou, M. K. G., Mehrparvar, B., & Naghadeh, A. S. INVESTIGATING AMOUNT OF LEAKAGE, SEDIMENT AND DURABILITY IN GEOSYNTHETIC COVER OF PUMPING CHANNEL 3 AT IRRIGATION NETWORK OF MOGHAN. *Revista Geoaraguaia*, 2019, 9.2.
- Hosseini. S. M. and Sonei. E. (2003). Seepage Analysis through Rockfill Dams by Finite Element Method in a Fixed Gird. *Journal of Advanced Materials in Engineering (Esteghlal)*, 22(1), 91-108.
- Huang, H., & Chen, B. (2012). Dam seepage monitoring model based on dynamic effect weight of reservoir water level. *Energy Procedia*, 16, 159-165. <https://doi.org/10.1016/j.egypro.2012.01.027>
- Huang, M., & Zienkiewicz, O. C. (1998). New unconditionally stable staggered solution procedures for coupled soil-pore fluid dynamic problems. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 43(6), 1029-1052. [https://doi.org/10.1002/\(SICI\)10970207\(19981130\)43:6<1029::AIDNME459>3.0.CO;2-H](https://doi.org/10.1002/(SICI)10970207(19981130)43:6<1029::AIDNME459>3.0.CO;2-H)
- Adapa, G., Ueda, K., & Uzuoka, R. (2021). Seismic stability of embankments with different densities and upstream conditions related to the water level. *Soils and Foundations*, 61(1), 185-197. <https://doi.org/10.1016/j.sandf.2020.11.007>
- AKHAVAN, K., Abbassi, N., Kheiry Ghoujeh Biglou, M., & Ahmadpari, H. (2021). Investigation on Conveyance Efficiency and Operation Issues of Precast Concrete Channels (Canalette) in Moghan Irrigation Network. *Irrigation and Drainage Structures Engineering Research*, 22(83), 21-42. <https://doi.org/10.22092/idser.2021.354260.1470>
- Akhavan, K., Kheiry, M., Abbasi, S., Daneshfaraz, R., & Kalateh, F. (2023). Evaluation of Hydraulic Performance and Operation of Sluice and Neyrpic Modules in Water Distribution Canals (Case Study: Moghan Irrigation Network, Ardabil). *Irrigation and Water Engineering*, 13(3), 1-22. DOI: [10.22125/IWE.2023.168163](https://doi.org/10.22125/IWE.2023.168163)
- Arias, A. (1970). A Measure of Earthquake Intensity. In R. Hansen (Ed.), *Seismic design of nuclear power plants*. M.I.T. Press.
- Bathurst, R. J., & Hatami, K. (1998). Seismic response analysis of a geosynthetic-reinforced soil retaining wall. *Geosynthetics International*, 5(1-2), 127-166. DOI: <https://doi.org/10.1680/gein.5.0117>
- Biot, M. A. (1941). General theory of three-dimensional consolidation. *Journal of applied physics*, 12(2), 155-164 .
- Biot, M. A. (1956). Theory of propagation of elastic waves in a fluid-saturated porous solid. II. Higher frequency range. *The Journal of the acoustical Society of America*, 28(2), 179-191 .
- Biot, M. A. (1962). Mechanics of deformation and acoustic propagation in porous media. *Journal of applied physics*, 33(4), 1482-1498 .

- Najafi, M., Moradloo, A. J., & Farrokhi, F. (2016). SEISMIC ANALYSIS OF CONCRETE-FACED ROCK-FILL DAMS (CFRDS) WITH REGARD TO THE NONLINEAR BEHAVIOR OF THE DAM BODY AND CONCRETE COATING. *IIOAB JOURNAL*, 7, 566-574.
- Ouria, A., Fahmi, A., & Toufigh, M. (2011). Nonlinear analysis of transient seepage by the coupled finite element method. *Int J Mech*, 5(1), 35-39 .
- Ouria, A., Toufigh, M. M., & Nakhai, A. (2007). An investigation on the effect of the coupled and uncoupled formulation on transient seepage by the finite element method. *Am J Appl Sci*, 4(12), 950-956 .
- Pang, R.; Xu, B.; Zou, D. (2018). Stochastic seismic performance assessment of high CFRDs based on generalized probability density evolution method. *Comput. Geotech.*; 97, pp. 233-245. [DOI: <https://dx.doi.org/10.1016/j.compgeo.2018.01.016>].
- Rao, M. R., & Reddy, R. R. (2007). Analysis of a cable-stayed bridge with uncertainties in Young's modulus and load-A fuzzy finite element approach. *Structural Engineering and Mechanics*, 27(3), 263-276. DOI:<https://doi.org/10.12989/sem.2007.27.3.263>
- Wang, X., & Wang, L. (2007). Dynamic analysis of a water–soil–pore water coupling system. *Computers & structures*, 85(11-14), 1020-1031 .
- Wu, C., Ni, C., & Ko, H. (2009). Seismic response of an earth dam: finite element coupling analysis and validation from centrifuge tests. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 1(1), 56-70.
- Ye, J., Jeng, D., Wang, R., & Zhu, C. (2013). Validation of a 2-D semi-coupled numerical model for fluid–structure–seabed interaction. *Journal of Fluids and Structures*, 42, 333-357. <https://doi.org/10.1016/j.jfluidstructs.2013.04.008>
- Yuan, H., Yu, X., Zou, D., Wang, Y., Li, M., & Liu, J. (2022). Time History Method of Three-Dimensional Dynamic Stability Analysis for High Earth-Rockfill Dam and Its Application. *Sustainability*, 14(11), 6671. <https://doi.org/10.3390/su14116671>
- Zienkiewicz, O. C., & Taylor, R. L. (1991). *The Finite Element Method*. Vol. 2, London: McGraw-Hill.
- Zienkiewicz, O. C., Chan, A., Pastor, M., Paul, D., & Shiomi, T. (1990). Static and dynamic behaviour of soils: a rational approach to quantitative solutions. I. Fully saturated problems. *Proceedings of the Royal Society of London. A. Mathematical and Physical Sciences*, 429(1877), 285-309.
- Zienkiewicz, O., & Shiomi, T. (1984). Dynamic behaviour of saturated porous media; the generalized Biot formulation and its numerical solution. *International journal for numerical and analytical methods in geomechanics*, 8(1), 71-96 .
- Kalateh, F., & Hosseinejad, F. (2022). Dynamic Analysis of Porous Media using Generalized Plasticity Model and Non-Darcy Flow Rule. *Journal of Computational Methods in Engineering*, 38(1), 101-118. [Doi: 10.29252/jcme.38.1.101](https://doi.org/10.29252/jcme.38.1.101)
- Kalateh, F., & Hosseinejad, F. (2018). Using the Finite Element Method in the Coupled Analysis of Earth Dams and Estimating the Associated Pore Water Pressure. *Ferdowsi Civil Engineering*, 31(2), 23-40. [Doi: 10.22067/civil.v31i2.54955](https://doi.org/10.22067/civil.v31i2.54955) (In Persian).
- Kalateh, F., & Kheiry ghoujeh biglou, M. (2023a). Investigating the Performance of Nonlinear Dynamic Analysis mechanisms of the Dam-Reservoir-Foundation System based on the Seismic Damage Level. *Amirkabir Journal of Civil Engineering*, 55(10), 4-4. [doi: 10.22060/ceej.2023.21216.7659](https://doi.org/10.22060/ceej.2023.21216.7659)
- Kalateh, F., & Kheiry Ghoujeh-Biglou, M. (2022). Probabilistic analysis of seepage in earthen dam using Monte Carlo method and with considering permeability of materials and dam geometry. *Irrigation and Drainage Structures Engineering Research*, 23(86), 133-162. [Doi: 10.22092/idser.2022.358681.1509](https://doi.org/10.22092/idser.2022.358681.1509)
- Kalateh, F., & Kheiry, M. (2023b). Stochastic analysis in the Simulation of Effective Seepage Flow through Earth dams with the Monte Carlo Simulation and Machine Learning. *Water and Soil Management and Modelling*, (), -. [doi: 10.22098/mmws.2023.12184.1208](https://doi.org/10.22098/mmws.2023.12184.1208)
- KALATEH, Farhoud; HOSSEINEJAD, Farideh; KHEIRY, Milad. (2022). Uncertainty quantification in the analysis of liquefied soil response through Fuzzy Finite Element method. *Acta Geodynamica et Geomaterialia*, 19.3. [DOI: 10.13168/AGG.2022.0007](https://doi.org/10.13168/AGG.2022.0007).
- KALATEH, Farhoud; KHEIRY, Milad. (2023c). A Review of Stochastic Analysis of the Seepage Through Earth Dams with a Focus on the Application of Monte Carlo Simulation. *Archives of Computational Methods in Engineering*, 1-26. <https://doi.org/10.1007/s11831-023-09972-3>
- Kardan, N., Soltani-Jigheh, H., Saeedi Farzad, B., Shokri, R. (2021). Two-Dimensional Numerical Analysis of Alavian Earth Dam under Dynamic Loading. *Iranian journal of Marine technology*, 8(3), 83-100. [doi: 10.22034/ijmt.2021.139181.1651](https://doi.org/10.22034/ijmt.2021.139181.1651)
- Khoei, A., Azami, A., & Haeri, S. (2004). Implementation of plasticity-based models in dynamic analysis of earth and rockfill dams: A comparison of Pastor–Zienkiewicz and cap models. *Computers and Geotechnics*, 31(5), 384-409 .
- Moradi, S., salehi, S., & esmaili, K. (2021). Discharge Capacity of Earth Dams Toe Drain with and without Clay Core. *Iranian Journal of Soil and Water Research*, 51(11), 2900-2889. [doi: 10.22059/ijswr.2020.305800.668664](https://doi.org/10.22059/ijswr.2020.305800.668664) (In Persian).

Porous Media. In: Martins, J.B. (eds) Numerical Methods in Geomechanics. NATO Advanced Study Institutes Series, vol 92. Springer, Dordrecht. https://doi.org/10.1007/978-94-009-7895-9_2

Zienkiewicz, O., Paul, D., & Chan, A. (1988). Unconditionally stable staggered solution procedure for soil-pore fluid interaction problems. International Journal for Numerical Methods in Engineering, 26(5), 1039-1055.

Zienkiewicz, O.C. (1982). Basic Formulation of Static and Dynamic Behaviour of Soil and other

Uncertainty Analysis of Seepage in Nonhomogeneous Earth Dam considering the Impacts of Dynamic Loading using the Fuzzy Finite Element Method (FFEM)

Milad Kheiry¹
Farhoud Kalateh^{2*}

Abstract

In general, earth dams are subjected to both static and dynamic loads, such as earthquakes. Previous research has focused on dam seepage modeling without giving consideration to the effects of dynamic loads on the porous medium. To address this issue, a code was developed using the FORTRAN programming language to solve the coupled $u-p$ equations for the Downstream San Fernando dam (DSFD). The dynamic force variables, including frequency (f), amplitude (A), and Arias intensity coefficient (AI), were considered as fuzzy variables. Additionally, the Buttress-Hatami (BH) model was utilized for loading, where the Arias intensity factor (AI) was used to express the dynamic energy in the structure. The results indicate that in the dynamic-fuzzy model, an increase in the AI coefficient from 0.1 to 1 in the Batras-Hatami model leads to a 2.8-fold increase in the range of flow changes in the dam foundation. Furthermore, in the range of 1-16.5 12/Hz, with an increase in frequency (f), the values of peak flow rate (PSD) in both the foundation and body parts are closer to their value in the static state.

Keywords: Intensity Measure (IM), Biot Equation, Seismic Load, Porous Media, $u-p$.

¹: PhD, Faculty of Civil Engineering, University of Tabriz, East Azerbaijan Province, Tabriz, Iran.

²: Associate Professor, Faculty of Civil Engineering, University of Tabriz, East Azerbaijan Province, Tabriz, Iran. (Fkalateh@tabrizu.ac.ir).